

ISSN n° 0010-9673 Posto Italiane S.p.A. - Spedizione in Abbonamento Postale - D.L. 353/2003 (conv. in L. 27/02/04 n° 46) Art. 1, comma 1, LO/MI Prezzo di copertina € 15,00 | In caso di mancato recapito inviare al CMP di Milano Roserio per la restituzione al mittente previo addebito

LUG/AGO 2022

COSTRUZIONI METALLICHE

RIVISTA BIMESTRALE
PER LA DIFFUSIONE
DELLA CULTURA DELL'ACCIAIO

XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

CTA
COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO

FRANCAVILLA AL MARE (CHIETI) : 29 SETTEMBRE - 1 OTTOBRE 2022



Con il contributo di

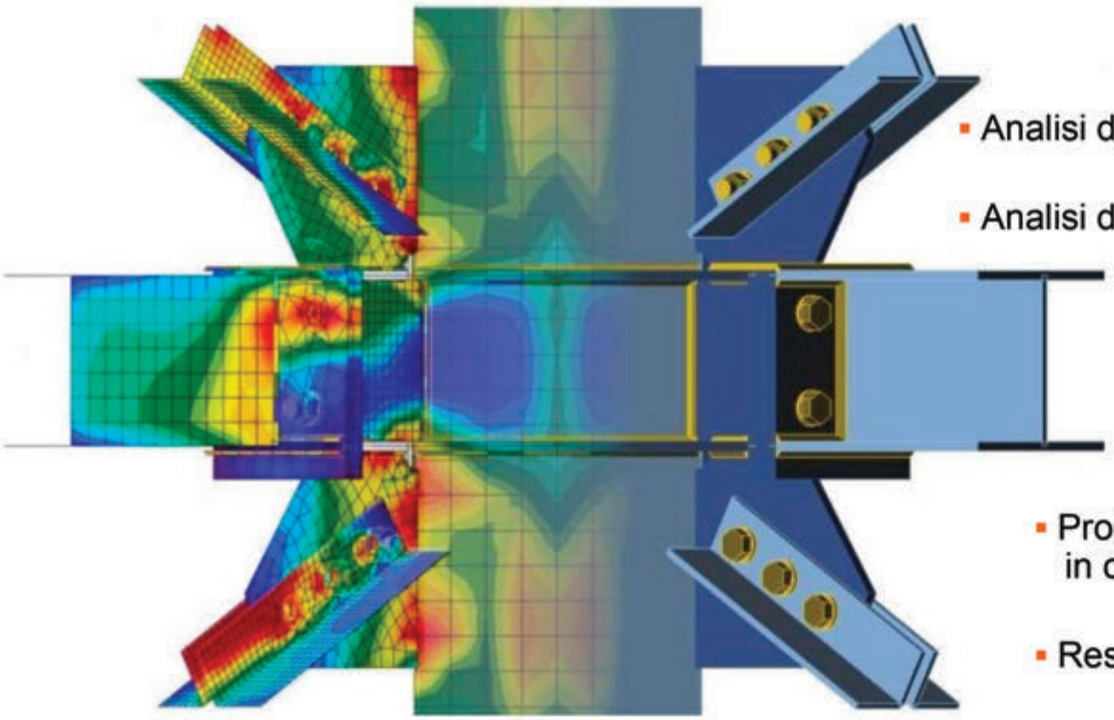
Con il patrocinio di

HTTPS://WWW.COLLEGIOTECNICIACCIAIO.IT/CONGRESSO-CTA

IDEA StatiCa® Connection

SOFTWARE LEADER MONDIALE PER LA VERIFICA FEM IN CAMPO NON LINEARE DI CONNESSIONI IN ACCIAIO ATIPICHE E COMPLESSE

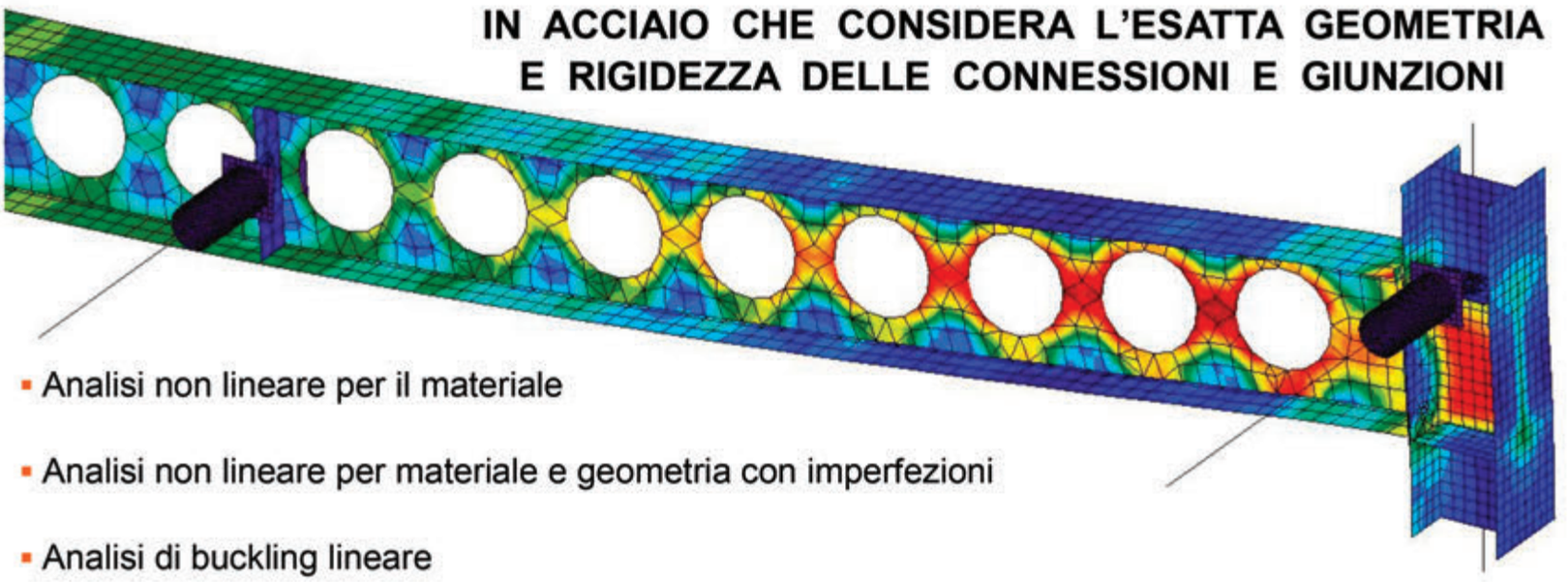
NORMATIVE:



- Analisi di sforzo e deformazione
- Analisi della rigidezza della connessione
- Analisi di buckling
- Analisi a fatica
- Progettazione in capacità dei nodi in campo sismico
- Resistenza di progetto dell'unione

Member

SOFTWARE PER L'ANALISI DI FENOMENI DI INSTABILITÀ DI PARTI COMPLESSE DI STRUTTURE IN ACCIAIO CHE CONSIDERA L'ESATTA GEOMETRIA E RIGIDEZZA DELLE CONNESSIONI E GIUNZIONI



- Analisi non lineare per il materiale
- Analisi non lineare per materiale e geometria con imperfezioni
- Analisi di buckling lineare

EISEKO COMPUTERS

PROVA GRATIS LA VERSIONE COMPLETA DEL SOFTWARE

EISEKO COMPUTER S.r.l. Viale del Lavoro 17 - 37036 San Martino B. A. (VR)

idea@eiseko.it +39 045 80 31 894 www.eiseko.it

MasterSap is more

PROGETTARE IN ACCIAIO. SEMPRE SULLA STRADA GIUSTA CON MASTERSAP.



Un prodotto completo, flessibile e versatile che soddisfa le esigenze più avanzate della progettazione in acciaio.

Innovativo, intuitivo, completo. L'utilizzo di MasterSap è immediato e naturale anche grazie all'efficienza degli strumenti grafici e alle numerose modalità di generazione del modello direttamente da disegno architettonico.
Top performance. Il solutore, potente ed affidabile, conclude l'elaborazione in tempi rapidissimi; i postprocessori per c.a., acciaio, legno, muratura, integrati fra loro, completano, in modo immediato, dimensionamento e disegno di elementi e componenti strutturali.
L'affidabilità dell'esperienza. MasterSap conta un numero straordinario di applicazioni progettuali che testimoniano l'affidabilità del prodotto e hanno contribuito a elevare i servizi di assistenza a livelli di assoluta eccellenza.
Condizioni d'acquisto insuperabili, vantaggiose anche per neolaureati.

Visiona e scarica il demo su www.amv.it

AMV s.r.l.
34077 Ronchi dei Legionari (GO)
Via San Lorenzo, 106
Tel. 0481.779.903 r.a. - Fax 0481.777.125
E mail: info@amv.it - www.amv.it

AMV SOFTWARE COMPANY

Trimble

Tekla Structures

Fast, reliable, and truly game-changing

The industry-defining **BIM solution** for **accurate steel detailing**



Rivenditore unico per l'Italia
since 1990
HARPACEAS
More than BIM

Viale Richard 3A - 20143 MILANO
Tel. 02 891741 - harpaceas.it

Presente al
SAIE 2022
Bologna 19-22 ottobre

Straus7®

Nativo Non-Lineare

L'eccellenza FEM accessibile.
www.hsh.info

Calcolo struttuale ad elementi finiti al vero secondo NTC 2018, EC2 e EC3

Nessun limite pratico al calcolo strutturale

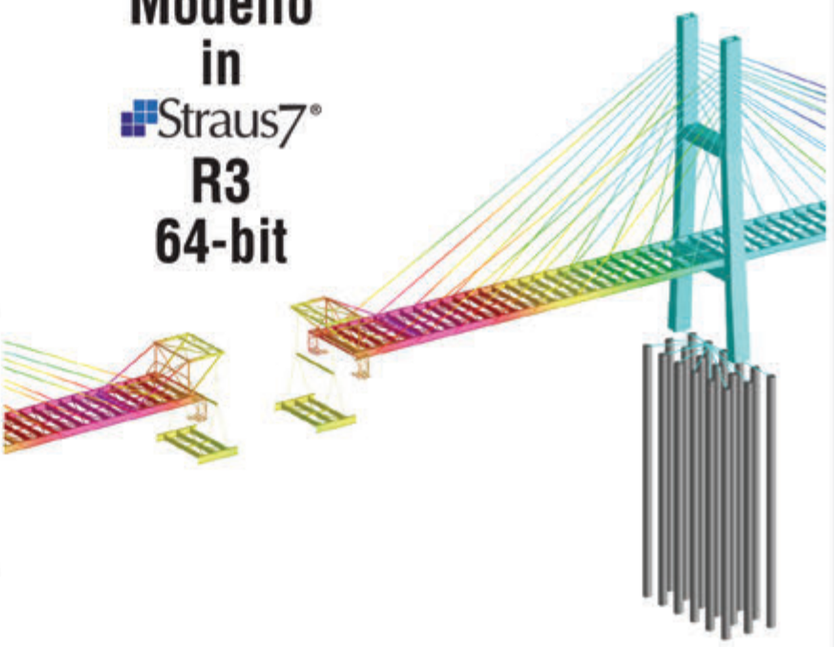


Ponte sul fiume Nanay

Cliente	CPL – Consorcio Puentes de Loreto
Progetto Esecutivo Ponte Strallato	JACK LOPEZ Ingenieros S.A.C.
Progetto Costruttivo opere civili	PEDELTA
Progetto Costruttivo Impalcato metallico	CIMOLAI S.p.A.
Progetto di Montaggio Ponte Strallato	CIMOLAI S.p.A.
Progetto e certificazione gru derrick	CIMOLAI S.p.A.
Fornitura e montaggio carpenteria	CIMOLAI S.p.A.
Controllore del progetto di montaggio	CESMA Ingenieros

Nel nord del Perù, nella regione amazzonica di Loreto, e precisamente nella città di Iquitos, capoluogo di oltre 300.000 abitanti, la Cimolai S.p.A. ha realizzato il nuovo ponte strallato in carpenteria metallica sul fiume Nanay, a poche centinaia di metri dallo sbocco nel Rio delle Amazzoni. L'opera avvia un importante progetto che mira a realizzare il collegamento terrestre della regione, ad oggi raggiungibile solo via fluviale o aerea, con il resto del paese e con le zone più interne della selva. Il ponte è composto da una campata centrale di 241.5m e due campate laterali da 91.5m per un totale di 423.5m. I conci del ponte sono sollevati dal fiume mediante derrick su rotaie che permette inoltre l'installazione dei cavi lato fiume e la posa delle predalles prefabbricate. Mediante il software Straus7 è stato eseguito il modello FEM globale a stage con elementi beam che ha permesso di verificare tutte le fasi di avanzamento della costruzione, di tesatura dei cavi, di getto e collaudo. Attraverso dettagliate analisi non lineari per geometria con la tecnica degli stages è stato possibile seguire la deformata progressiva con precisione e giungere così alla livelletta stradale finale, con pieno controllo delle evolute delle sollecitazioni. Inoltre, numerose verifiche di dettagli costruttivi sono state condotte su modelli locali realizzati con elementi plate, con sollecitazioni estratte del modello globale grazie alla tecnica del sub modeling.

Modello in Straus7® R3 64-bit



Testo, foto e immagini dei modelli di calcolo per gentile concessione di Cimolai S.p.A.

Distributore esclusivo per l'Italia del codice di calcolo **Straus7**

HSH

HSH srl - Tel. 049 663888
Fax 049 8758747
www.hsh.info - straus7@hsh.info

COSTRUZIONI METALLICHE - FONDATA NEL 1949

REDAZIONE

DIRETTORE RESPONSABILE: BRUNO FINZI

EDITOR IN CAPO: ELIDE NASTRI Università di Salerno, Italia

COMITATO DI REDAZIONE:
NADIA BALDASSINO Università di Trento, Italia
ANDREA CAMPIOLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
PAOLO CASTALDO "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
MARIO DE MIRANDA IUAV Università di Venezia
MAURO EUGENIO GIULIANI Redesco Progetti srl, Milano, Italia
RAFFAELE LANDOLFO Università di Napoli "Federico II", Italia
EMANUELE MAIORANA Isolcomit Srl, Legnaro (PD), Italia
ELENA MELE Università di Napoli "Federico II". Italia
GIOVANNI METELLI University of Brescia, Italia
PAOLO NAPOLI "Politecnico" di Torino, Torino, Italia
EMIDIO NIGRO Università di Napoli "Federico II", Italia
VINCENZO PILUSO Università di Salerno, Italia
SHAHAB RAMHORMOZIAN University of Auckland, New Zealand
ATSUSHI SATO Nagoya Institute of Technology, Japan
SERGIO SCANAVINO Istituto Italiano di Saldatura, Italia
MARCO SIMONCELLI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
LUCIA TIRCA Concordia University of Montreal, Canada

COMITATO EDITORIALE ESECUTIVO: GIANCARLO CORACINA, BENEDETTO CORDOVA, RICCARDO DE COL, ALBERTO VINTANI

COMITATO SCIENTIFICO:
GIULIO BALLIO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
CLAUDIO BERNUZZI "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
MARIO D'ANIELLO Università di Napoli "Federico II", Italia
LUIGINO DEZI Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italia
ERIC DUBOSC Ecole Nationale Supérieure d'Architecture de Paris, France
DAN DUBINA Polytechnic University of Timisoara, Timisoara, Romania
MASSIMO MAJOWIECKI Università di Bologna
FEDERICO M. MAZZOLANI Università di Napoli "Federico II", Italia
ROSARIO MONTUORI Università di Salerno, Salerno, Italia
RENATO MORGANTI Università degli Studi dell'Aquila, Italia
VITTORIO NASCÈ "Politecnico" di Torino, Italia
D.A. NETHERCOT Imperial College London, London, UK
MAURIZIO PIAZZA Università di Trento, Trento, Italia
COLIN ROGERS McGill University, Montreal, Canada
LUÌS SIMOES DA SILVA University of Coimbra, Portugal
ENZO SIVIERO Università Telematica E-campus, Italia
CARLO URBANO "Politecnico" di Milano, Milano, Italia
RICCARDO ZANDONINI Università di Trento, Trento, Italia

SEGRETERIA: VALERIA PASINA

EDITORE: GIANGIACOMO FRACCHIA EDITORE Srl
Via C. Goldoni 1, 20129 Milano, tel. 02 49524930
C.F./P.Iva: 07153040964 - CCIAA Milano REA n° 1939256

UFFICIO ABBONAMENTI: CTA Collegio Tecnico dell'Acciaio,
20129 Milano, Viale dei Mille, 19
tel. 02 784711; costruzionimetalliche@ctanet.it
http://www.collegiotecniciacciaio.it/costruzionimetalliche/

CONCESSIONARIA PUBBLICITÀ:
Agicom srl, Viale Caduti in Guerra, 28,
00060 Castelnuovo di Porto (RM)
Tel. +39 069078285
www.agicom.it
Dott.ssa Manuela Zuliani, Cell: +39 3467588821
manuelazuliani@agicom.it

IMPAGINAZIONE E GRAFICA:
Hutter Edgardo | SINAPSI |
www.sinapsiweb.info

STAMPA:
GIERRE PRINT SERVICE Srl, Via Carlo Goldoni, 1
20129 MILANO Tel. 02 49524930
e-mail: commerciale@gierreprint.com

ABBONAMENTI PER L'ANNO 2021 (6 NUMERI):
Italia: € 60,00 - Estero: € 150,00 - Studenti: € 20,00
Prezzo a copia: € 15,00

Garanzia di riservatezza per gli abbonati: l'Editore garantisce la massima riservatezza dei dati forniti dagli abbonati e la possibilità di richiederne gratuitamente la rettifica o la cancellazione. Le informazioni custodite nell'archivio elettronico dell'Editore verranno utilizzate al solo scopo di inviare agli abbonati eventuali proposte commerciali (legge 675/96 tutela dati personali)

La rivista non assume alcuna responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori e delle attribuzioni relative alla partecipazione nella progettazione ed esecuzione delle opere segnalate dagli stessi Autori

La rivista è inviata ai soci del Collegio dei Tecnici dell'acciaio (C.T.A.)

Iscrizione al Tribunale di Milano in data 8 febbraio 1949,
n. 1125 del registro.

Iscrizione ROC n. 020654 (Art.16 Legge 62 - 7/03/2001)

ISSN n. 0010-9673

Spedizione in A.P. - D.L. 353/2003 (conv. in L.27.02.14
N. 46) - Art. 1 comma 1 CNS PD

Questo numero della rivista è stato chiuso in redazione e stampato nel mese di Settembre 2022

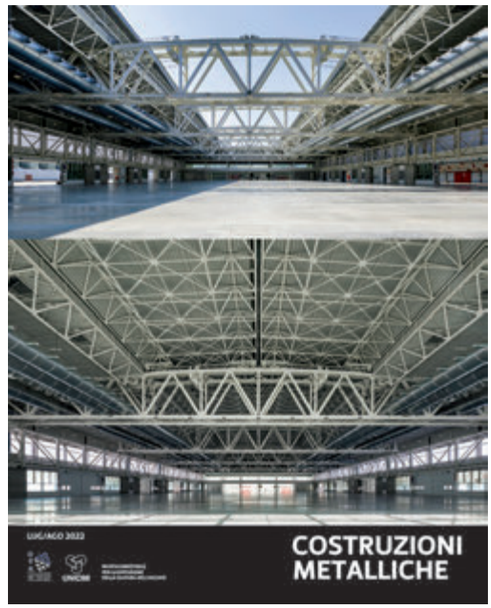
È vietata e perseguibile per legge la riproduzione totale o parziale di testi, articoli, pubblicità ed immagini pubblicate su questa rivista sia in forma scritta, sia su supporti magnetici, digitali, ecc.

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LXXIV LUG AGO 22

www.facebook.com/CMrivista

costruzionimetalliche@ctanet.it



In copertina:
Vista interna del Padiglione 37 della fiera di Bologna con copertura mobile in configurazione aperta (sopra) e chiusa (sotto). La copertura, con dimensioni in pianta 80x184 m, è realizzata con 6 travi reticolari ad altezza variabile e ulteriori strutture secondarie. Queste ultime sono divise in fasce trasversali di 36 m la cui zona centrale è dotata di due moduli in grado di traslare verso l'esterno, permettendo quindi l'apertura (anche parziale) del padiglione. Foto: © HG Esch

9 EDITORIALE
VINCENZO PILUSO — XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

11 NORMATIVE
RAFFAELE LANDOLFO — IL PROGETTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO NEL NUOVO EUROCODICE 8

30 REALIZZAZIONI
MASSIMO MAJOWIECKI, GIULIANO ALOISIO, GIOVANNI BERTI, MONICA MINGOZZI, STEFANO PINARDI, ELISA SAMMARCO — Padiglione 37. Il nuovo Padiglione con copertura mobile della Fiera di Bologna

45 INGEGNERIA
JACOPO ZANNI, STEFANO CADEMARTORI, SIMONE LABÒ, MICHELE MILESI, CHIARA PASSONI, ALESSANDRA MARINI, ANDREA BELLERI, PAOLO RIVA, FILIPPO SIMONETTI — Riqualificazione Integrata con esoscheletro in acciaio: applicazione a un edificio esistente

60 REALIZZAZIONI
EMANUELE BARBERA, GIUSEPPINA BAZZONI, STEFANO BONINSEGNA — PONTE CICLOPEDONALE SUL TORRENTE MALLERO A SONDRIO DUE ARCHI LATERALI A VIA INFERIORE

80 ACCIAIO E FUOCO
ANTONIO GAMBA, JEAN-MARC FRANSSEN — GoZone: un modello numerico per "travelling fires"

92 REALIZZAZIONI
MARCO SCHIAVON — L'AUVENT di JEAN NOUVEL: EMBLEMA DEL RINNOVAMENTO AL PARCO DI ESPOSIZIONE EXPO - PORTA DI VERSAILLES – PARIGI – PADIGLIONE 6

109 CULTURA DELLE COSTRUZIONI METALLICHE
RENATO MORGANTI, MATTEO ABITA, DANILO DI DONATO, ALESSANDRA TOSONE — Ponti pensili a fil di ferro a Firenze nel primo Ottocento

125 LE AZIENDE INFORMANO
GIAMBARINI Group — La zincatura a caldo per la transizione a un'economia circolare

128
LA REDAZIONE — LUCA SANPAOLESI DE FALENA (1927 – 2022)

130 NOTIZIE
Il Consiglio Direttivo del CTA — Raffaele Landolfo eletto Presidente della UNI/CT 021 "Ingegneria strutturale"

SE L'ACCIAIO È ZINCATO,
IL FUOCO FA MENO PAURA.



La zincatura a caldo, come confermato da studi internazionali, **è un trattamento in grado di rallentare il surriscaldamento** degli elementi strutturali in acciaio sottoposti all'azione del fuoco.

Questo si traduce in tempo prezioso in caso di evacuazione da un edificio in fiamme. Il trattamento di zincatura a caldo si rivela **una difesa importante per contrastare l'avanzata di un incendio.**

OLFEZ | ZITACSRL | GALVAN | ZINCATURADICAMBIANO

ZINCHERIE CERTIFICATE HIQUALIZINC®

GIAMBARINI GROUP
IL FUTURO PER TRADIZIONE

WWW.GIAMBARINIGROUP.IT



Prof. Ing. Vincenzo Piluso
Presidente del Collegio dei Tecnici dell'Acciaio

XXVIII GIORNATE ITALIANE DELLA COSTRUZIONE IN ACCIAIO

FRANCAVILLA AL MARE (CH), 29-30 SETTEMBRE – 1 OTTOBRE 2022

Le pagine di questo editoriale vedranno la luce sul fascicolo della rivista che tradizionalmente precede il Congresso. Si tratta, senza dubbio, dell'evento che rappresenta il momento più importante delle attività svolte dal Collegio dei Tecnici dell'Acciaio (C.T.A.) e che coinvolge nella sua organizzazione non solo l'intero Consiglio Direttivo, ma anche figure, che potremmo definire storiche, che continuano a collaborare con grande passione alle attività della nostra associazione.

Sono trascorsi ben 55 anni dal primo Congresso del C.T.A., che si svolse a Pisa nel 1967 (quando lo scrivente aveva solo 5 anni), e da allora si è svolto regolarmente con cadenza biennale attraversando l'Italia in lungo ed in largo per promuovere la cultura della costruzione in acciaio. Ho partecipato al mio primo Congresso C.T.A. ad Anacapri nel 1989 e non avrei mai potuto immaginare che un giorno lo avrei aperto in qualità di Presidente e, di questo, non posso che ringraziare il Consiglio Direttivo per la fiducia accordatami.

La XXVIII edizione del Congresso è, purtroppo, "particolare", perché per la prima volta non è stato possibile rispettare la cadenza biennale per cause di forza maggiore riconducibili all'emergenza sanitaria. La pandemia da Covid-19 ha provocato, in Italia, oltre 170.000 decessi e non sappiamo cosa potrà accadere per eventuali ulteriori ondate e varianti successive del virus. Per ritrovare una tale ecatombe bisogna tornare con la mente alla seconda guerra mondiale, che vide circa 470.000 vittime tra militari e civili.

Pertanto, la situazione sanitaria ha costretto l'intero Consiglio Direttivo a riprogrammare il Congresso, che avrebbe dovuto svolgersi nel 2021, ricollocandolo temporalmente in quella che potremmo definire quantomeno una fase di tregua. Molti obblighi in tema di prevenzione della diffusione del virus sono caduti e ciò ci ha consentito di tornare alla formula congressuale tradizionale, ossia quella in presenza. Non possiamo che augurarci una partecipazione massiccia da parte di tutti i soci e di tutti gli appassionati dell'arte della costruzione in acciaio, una partecipazione che possa segnare il ritorno alla vita normale.

Da oltre 50 anni il Congresso del C.T.A. rappresenta il massimo momento di incontro fra le tre componenti del mondo della costruzione in acciaio: la componente universitaria, la componente industriale e la componente professionale. La sinergia tra queste componenti risulta fondamentale per il continuo sviluppo dell'arte del costruire in acciaio, che vede il suo punto di forza nella capacità di sperimentare tipologie costruttive e dettagli costruttivi sempre diversi ed innovativi. Non è un caso che gli appassionati dell'arte della costruzione in acciaio siano soliti affermare che, mentre le strutture in cemento armato si calcolano, le strutture in acciaio si progettano.

Il mondo professionale deve recepire dall'industria continue informazioni su nuovi prodotti, tecnologie di fabbricazione e montaggio e standard produttivi più efficienti che possono migliorare la qualità e l'economia dei progetti e ridurre i tempi di costruzione. L'industria e il mondo professionale devono aiutare la ricerca nell'individuazione delle tematiche sulle quali focalizzare l'attenzione e gli sforzi. La ricerca nelle materie di ingegneria non può essere fine a se stessa, ma deve essere a supporto del momento creativo rappresentato dalla progettazione e/o dallo sviluppo di nuovi prodotti industriali o finalizzata al miglioramento di prodotti esistenti.

La differenza fra lo scienziato e l'ingegnere, come asseriva Theodore von Kármán, è che "lo

scienziato studia ciò che esiste mentre l'ingegnere crea ciò che non è mai stato". È quest'atto di creazione che caratterizza l'attività dell'ingegnere e deve costituire il valore aggiunto delle ricerche in ingegneria.
Sulla base dell'esperienza maturata nell'ambito delle attività culturali promosse dal C.T.A. durante i periodi di restrizione e di lockdown che hanno caratterizzato l'era Covid, il programma della XXVIII edizione congressuale ha previsto un cambiamento nell'organizzazione dell'evento. Il Congresso C.T.A., che rappresenta il principale punto d'incontro, di scambio di idee, di confronto e discussione del mondo della Costruzione Metallica, ha deciso di innovare nel rispetto della tradizione. Infatti, la XXVIII edizione presenta una struttura organizzativa innovativa che prevede la partecipazione in presenza ai lavori congressuali e la partecipazione, sia in presenza che in modalità Live Streaming, ai corsi di aggiornamento professionale che si svolgeranno in parallelo rispetto ai lavori congressuali. L'auspicio è quello di una più forte commistione delle componenti coinvolte: ricercatori, professionisti dell'ingegneria e dell'architettura delle costruzioni in acciaio, rappresentanti dell'industria della costruzione in acciaio.
L'organizzazione in parallelo dei lavori congressuali e dei corsi di aggiornamento professionale, a differenza del passato (ove gli eventi erano in serie, con i corsi di aggiornamento professionale tutti concentrati nell'ultima giornata), darà la possibilità ai professionisti interessati di frequentare tutti i corsi organizzati rivolti ad Ingegneri e Architetti che vorranno approfondire argomenti riguardanti la progettazione architettonica e strutturale delle costruzioni metalliche. Inoltre, la modalità mista, in presenza e Live Streaming, prevista per i corsi di aggiornamento professionale consente di raggiungere un numero più ampio di operatori del settore delle costruzioni in acciaio.
Un'altra importante novità è rappresentata dalla previsione di premi rivolti ai ricercatori (Best Paper Awards), ai progettisti (Best Design Awards) e ai laureandi (Best Thesis Awards).
Al termine del Congresso, come di consueto, anche il mandato del Presidente si avvierà alla conclusione. A seguito dei problemi conseguenti l'emergenza sanitaria, si è trattato di un mandato anomalo, di durata triennale, nel corso del quale si è dovuto provvedere ad una variazione di Statuto per consentire, come è tradizione, di chiudere con il Congresso il proprio impegno alla guida del Consiglio Direttivo. In questo periodo, abbiamo fatto tesoro dell'esperienza della didattica a distanza. Il C.T.A. è diventato provider del C.N.I. ed ha sviluppato numerosi corsi di aggiornamento professionale e webinar mantenendo il contatto con i propri soci in un periodo di grandi difficoltà anche in ambito relazionale.
Le numerose attività condotte in questi anni ci hanno permesso di migliorare significativamente il bilancio della nostra associazione e, conseguentemente, di affrontare il Congresso con una maggiore tranquillità finanziaria e, soprattutto, di mantenere in vita la nostra rivista, Costruzioni Metalliche, che nel 2016 rischiava di scomparire mentre, grazie all'acquisizione della stessa da parte del C.T.A., è ancora viva, e - essendo stata fondata nel 1949 - oggi rappresenta probabilmente la rivista italiana più antica nell'ambito dell'ingegneria civile.
Questo editoriale non può che concludersi con i ringraziamenti e gli auguri.
L'organizzazione di un Congresso è il frutto di tanti piccoli contributi che costituiscono il risultato di una attività di volontariato svolta da giovani e meno giovani, accomunati dalla passione per l'arte della costruzione in acciaio. Innanzitutto sento di dover rivolgere un vivo e vibrante ringraziamento a tutto il Consiglio Direttivo, alla segretaria Valeria Pasina, a coloro che io definisco le "anime nascoste" del C.T.A., ossia l'amico e collega Attilio De Martino, che da decenni segue l'organizzazione del Congresso, e la giovane collega Elide Nastri, all'intero Comitato Organizzatore locale guidato dal collega Giuseppe Brando e, fin da ora, a tutti i giovani che ci daranno una mano durante le giornate congressuali e che potranno rappresentare il futuro della nostra associazione.
Infine, un doveroso ringraziamento è rivolto ai relatori e a tutti i partecipanti, con l'augurio che quanto appreso durante il Congresso possa rappresentare, riprendendo Marcel Proust, la musa ispiratrice che con le sue chiavi magiche ci apre le porte delle dimore nelle quali non avremmo potuto penetrare da soli.

IL PROGETTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO NEL NUOVO EUROCODICE 8

THE SEISMIC DESIGN OF STEEL STRUCTURES IN THE NEW EUROCODE 8

Raffaele Landolfo* | Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli studi di Napoli Federico II – Chairman del ECCS/TC13 e Convenor del SC8/WG2

Gli Eurocodici, sviluppati a partire dagli anni '90 dal Comitato Europeo di Standardizzazione (CEN), sono le norme europee per la progettazione strutturale. Pubblicati da oltre quindici anni nella loro prima edizione (EN), sono stati largamente utilizzati da progettisti e professionisti, rivelando, nel tempo, numerose criticità, carenze e difficoltà di applicazione. D'altro canto, la ricerca scientifica nel settore delle costruzioni ha prodotto nell'ultimo ventennio importanti risultati su molteplici argomenti, che hanno evidenziato la necessità di aggiornare i contenuti delle norme, anche al fine di includere indicazioni specifiche per l'impiego di materiali, soluzioni e sistemi innovativi, nonché per facilitarne l'applicazione e favorire una maggiore armonizzazione. Tali motivazioni sono alla base del mandato M515 "Evolution of the Structural Eurocodes", coordinato dal comitato tecnico CEN/TC250, che ha l'obbiettivo specifico di sviluppare la seconda generazione degli Eurocodici. Il processo di revisione normativo, iniziato nel 2014, è ormai prossimo alla conclusione ed è in tale contesto che il presente articolo mira a sintetizzare i recenti sviluppi del quadro normativo europeo con riferimento al progetto sismico delle strutture in acciaio, settore tra i più prolifici in termini di attività di ricerca ed importanza dei risultati conseguiti. In particolare, l'articolo presenta l'organizzazione del nuovo Eurocodice 8 ed analizza le modifiche più significative relative alle regole generali e a quelle specifiche per gli edifici in acciaio.

The Eurocodes are the European standards for structural design, which were developed by the European Committee for Standardization (CEN) starting from the 90s of the last century. Current versions of Eurocodes were published since more than fifteen years in their first edition (EN). In this time range, designers and researchers largely used these codes, and many criticisms, shortcomings and limits of application have been recognized. On the other hand, in the last twenty years scientific research obtained significant results on many structural topics, which have highlighted the need to update the contents of these standards, such as requirements for traditional and new materials and their use, innovative solutions and systems, as well as to ease the use of the codified rules and improve the harmonization between different Eurocodes. These considerations motivated the M515 "Evolution of the Structural Eurocodes" mandate (which is coordinated by the CEN / TC250 technical committee) that aimed at developing the second generation of Eurocodes. The review process of all Eurocodes started in 2014 and it is now nearing completion. The present article summarizes the recent developments within this framework focusing on the review of rules and requirements for the seismic design of steel structures, which is one of the most prolific research field due to the amount and importance of the achieved results. With this regard, the organization of the new Eurocode 8 is presented and the most significant amendments and updates are shown and discussed.

*Corresponding author. Email: landolfo@unina.it

1. INTRODUZIONE

Gli Eurocodici sono le norme europee che disciplinano la progettazione strutturale e geotecnica in Europa e sono stati concepiti con l'obiettivo di armonizzare ed integrare le norme tecniche vigenti negli stati membri, riorganizzandole in uno strumento normativo comunitario.

Il loro sviluppo avvenne a partire dal 1975, quando la Commissione della Comunità Europea (l'attuale Commissione Europea) decise di avviare un programma d'azione nel campo dell'edilizia, con l'obiettivo di armonizzare le specifiche tecniche e promuovere un mercato comune delle costruzioni in Europa.

Per quindici anni, la Commissione, attraverso il comitato tecnico "European Committee for Standardization" (CEN), ha condotto lo sviluppo del programma Eurocodici, che ha portato negli anni '90 alla redazione delle prime norme provvisorie (prEN), convertite in norme definitive (EN) tra il 2005 ed il 2007. L'organizzazione e i contenuti delle attuali norme europee hanno avuto, pertanto, una genesi complessa, cui sono seguiti ulteriori quindici anni trascorsi dall'effettiva pubblicazione.

La lunga storia degli Eurocodici, insieme ai progressi della ricerca e all'avanzamento tecnologico che ha caratterizzato il settore delle costruzioni nell'ultimo ventennio, hanno reso di fatto tali norme uno strumento incompleto e non più adeguato alle esigenze dell'attuale pratica professionale.

L'utilizzo delle norme da parte dei professionisti per un così lungo lasso temporale ha infatti permesso di evidenziare la presenza di diverse criticità di interpretazione e implementazione delle regole applicative, nonché la necessità di includere indicazioni specifiche per l'impiego di soluzioni, sistemi strutturali e materiali innovativi, attualmente non contemplati.

Tale evidenza ha motivato il mandato M515 "Evolution of the Structural Eurocodes", promosso dalla Commissione europea e coordinato dal comitato tecnico CEN/TC250, il cui scopo è quello di sviluppare la seconda generazione degli Eurocodici al fine di: (i) includere nuovi contenuti, (ii) includere i recenti risultati della ricerca scientifica, (iii) semplificare l'impiego della norma, (iv) ridurre il numero dei parametri definiti dalle norme nazionali, (v) migliorare l'armonizzazione tra i diversi documenti.

A tale riguardo giova ricordare che il CEN/TC 250 è organizzato in differenti sottocommissioni (SC), che sovraintendono ai singoli Eurocodici; nell'ambito di ogni SC sono poi costituiti specifici gruppi di lavoro (WG), che hanno il compito di svolgere le attività istruttorie nell'ambito dei diversi settori di competenza.

Nello specifico, la sottocommissione TC250/SC8 sovraintende l'Eurocodice 8, che è la norma per la progettazione sismica delle strutture e, nel suo ambito, il Gruppo di Lavoro n. 2 (SC8/WG2) è quello di riferimento per le problematiche inerenti alle strutture in acciaio, quelle composte acciaio-calcestruzzo e quelle in alluminio.

Il SC8/WG2, sin dalla sua istituzione (2015), lavora in sinergia con il Comitato Tecnico "TC13 - progettazione sismica di strutture in acciaio" della Convenzione Europea delle Costruzioni Metalliche (ECCS).

D'altra parte, il TC13 è storicamente impegnato sul tema della codificazione per il progetto di sistemi in acciaio e le sue "Raccomandazioni europee per le strutture in acciaio nelle zone sismiche" [1], pubblicate nel 1998, furono in gran parte recepite nel capitolo 6 sulle strutture in acciaio dell'attuale Eurocodice 8 [2]. Più recentemente, sulla scia della precedente esperienza, il TC13 ha pubblicato il documento "Assessment of EC8 provisions for seismic design of steel structures" [3], rivolto a sintetizzare e discutere criticamente gli aspetti del progetto sismico degli edifici in acciaio in accordo all'EC8 che necessitano di revisione e aggiornamento, ovvero: (i) selezione e modellazione del materiale (tenacità, resistenza e variabilità della tensione di snervamento); (ii) progetto delle membrature (duttilità delle zone dissipative); (iii) progetto delle connessioni trave-colonna; (iv) regole di gerarchia delle resistenze, requisiti di rigidezza, sistemi innovativi e dispositivi antisismici.

Tale documento ha rappresentato il background scientifico sul quale si sono basate la maggior parte delle modifiche introdotte nella nuova versione del capitolo acciaio dell'Eurocodice 8 che, anche grazie al contributo dei numerosi esperti coinvolti nella sua preparazione, è significativamente migliorato e più completo rispetto alla versione corrente.

Nel contesto appena descritto, il presente articolo sintetizza i recenti sviluppi del quadro normativo europeo con specifico riferimento alle strutture in acciaio in zona sismica. In particolare, nel paragrafo 2 si presenta l'organizzazione del nuovo Eurocodice 8; nel paragrafo 3 si descrivono le principali novità riguardanti le regole generali, come la definizione delle classi di sismicità, del fattore di comportamento e delle classi di duttilità.

Le regole specifiche per gli edifici in acciaio sono infine discusse nel paragrafo 4, con particolare riferimento alle proprietà del materiale, ai requisiti di rigidezza, alle regole di gerarchia delle resistenze, declinate per le diverse tipologie strutturali, nonché al progetto dei nodi. Occorre infine precisare che, non essendo ancora formalmente concluso l'iter di approvazione della norma, le regole discusse nel seguito sono quelle contenute nell'ultima bozza della nuova Parte 1 dell'Eurocodice 8 [4], la cui approvazione tecnica finale è prevista per il prossimo mese di ottobre. Non possono pertanto escludersi ulteriori modifiche, che potrebbero riguardare aspetti marginali essendo ormai, a livello europeo, il documento largamente condiviso.

2. LA STRUTTURA DEL NUOVO EC8

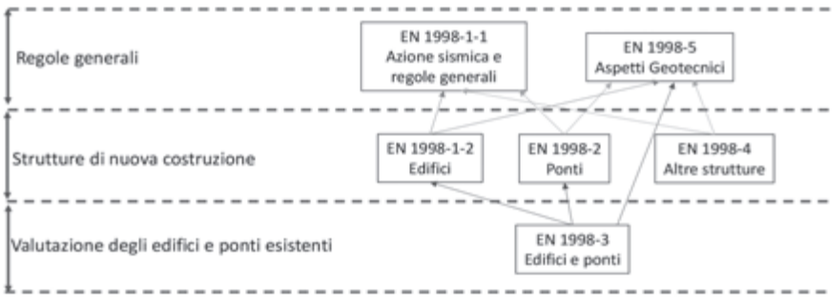
Un aspetto cruciale del lavoro del mandato M515, accanto alla necessità di aggiornare i contenuti della norma, riguarda la volontà di consentire una più semplice interpretazione ed una più agile fruizione delle disposizioni normative rispetto alla versione attuale.

Nel caso dell'Eurocodice 8, ciò si è tradotto nella sua riorganizzazione (vedi tabella 1), identificando univocamente le parti contenenti le regole ed i principi generali e quelle specifiche per i diversi sistemi strutturali, distinguendo i nuovi dagli esistenti.

In particolare, l'attuale parte 1 dell'EC8 (EN 1998-1: 2005) è stata suddivisa in due documenti: (i) la prEN 1998-1-1: 2022 [5], che contiene le regole generali, valide per tutti i sistemi strutturali ed indipendentemente dal materiale, nonché la definizione dell'azione sismica e la descrizione generale dei metodi di analisi e verifica; (ii) la prEN 1998-1-2: 2022 [6], che contiene i requisiti specifici per gli edifici di nuova costruzione, organizzati in funzione del materiale strutturale nei diversi capitoli.

EN 1998 (2005)	prEN 1998 (2022)
1. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici	1-1 Regole generali
	1-2 Edifici
2. Ponti	2. Ponti
3. Valutazione e adeguamento degli edifici esistenti	3. Valutazione e adeguamento degli edifici e ponti esistenti
4. Silos, serbatoi e tubazioni	4. Altre strutture (silos, serbatoi, tubazioni, torri, pali e camini)
5. Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici	5. Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
6. Torri, pali e camini	

Mappa concettuale del nuovo prEN 1998(2022)



Tab. 1. | La struttura dell'Eurocodice 8: prima e seconda generazione

3 prEN 1998-1-1: REGOLE GENERALI

3.1 Il fattore di comportamento

Il fattore di comportamento "q" è un parametro cruciale per il progetto dei sistemi dissipativi, con ricadute non solo sull'efficienza strutturale del sistema, ma anche sugli aspetti economici della soluzione progettuale.

In accordo all'attuale Eurocodice 8 il fattore di comportamento è espresso come:

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \qquad (1)$$

Dove q_o rappresenta il valore di riferimento per sistemi regolari, che è funzione della tipologia strutturale e misura della duttilità del sistema; il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ è il parametro di ridistribuzione plastica, che tiene in conto della sovraresistenza dovuta alla ridondanza del sistema; α_u è il moltiplicatore dell'azione orizzontale che corrisponde alla formazione di un meccanismo globale ed α_1 quello che corrisponde al primo evento non-lineare. Nel nuovo EC8 [5] q è espresso attraverso il prodotto di tre diversi termini (Fig. 1), ovvero come segue:

$$q = q_S \cdot q_R \cdot q_D \qquad (2)$$

dove $q_s = \frac{V_1}{V_d}$ rappresenta la sovraresistenza di progetto (V_1 è il tagliante che corrisponde al primo evento non-lineare e V_d è il tagliante di progetto); $q_R = \frac{V_u}{V_1}$ rappresenta la sovraresistenza dovuta alla ridondanza del sistema (V_u è il tagliante che corrisponde alla formazione di un meccanismo globale); $q_D = \frac{V_e}{V_u}$ rappresenta la duttilità del sistema (V_e corrisponde al tagliante che competerebbe alla struttura se questa reagisse completamente in campo elastico).

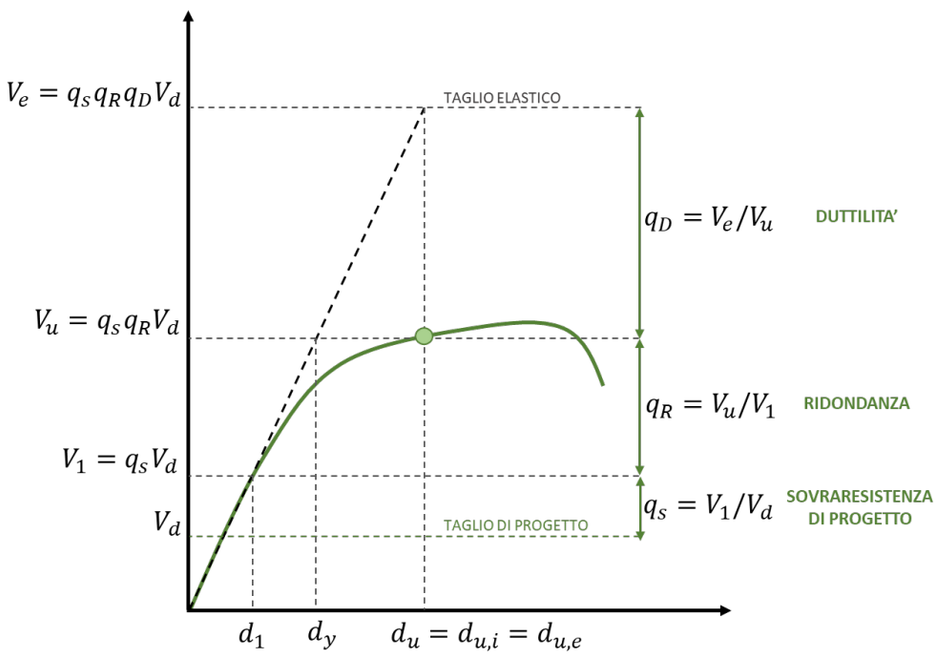


Fig. 1 | Il fattore di struttura nel nuovo Eurocodice 8 (prEN 1998-1-2: 2022)

Il valore di q_s è assunto convenzionalmente costante e pari a 1,5, mentre quelli di q_R e q_D dipendono dal materiale, dal sistema strutturale e dalla classe di duttilità e sono forniti nei capitoli specifici della norma, ovvero dalla prEN1998-1-2 (dal capitolo 11 al 15).

Per edifici irregolari i valori del fattore di comportamento vanno opportunamente ridotti. In particolare, per edifici non regolari in altezza, il fattore di comportamento della duttilità q_D è ridotto moltiplicandolo per 0,8. Anche nel caso di edifici non regolari in pianta, q_D va ridotto per 0,8 e preso con il valore minimo di entrambe le direzioni in pianta, ma mai inferiore a q_s. Inoltre, in questi casi q_R è posto pari ad 1.

3.2 Le classi di sismicità

Le classi di sismicità e la relativa azione sismica sono stabiliti nella prEN 1998-1-1:2022 [5]. A differenza dell'attuale EN1998-1:2005, in cui la sismicità del

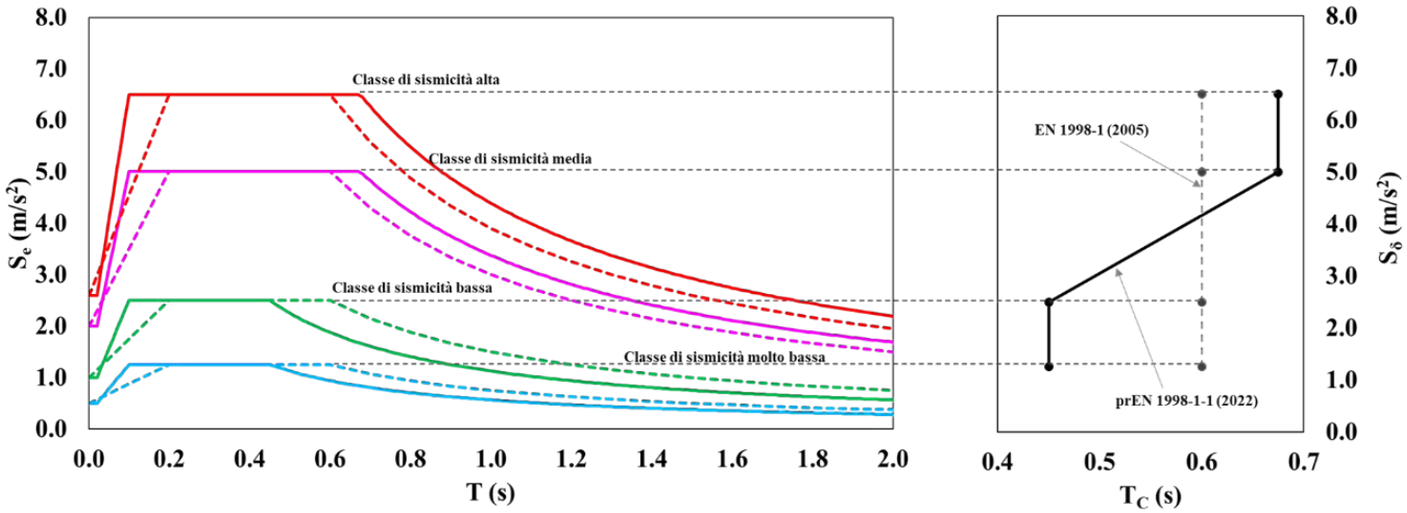


Fig. 2 | Livelli di sismicità e forme spettrali in accordo alla EN 1998-1:2005 ed alla pr EN 1998-1-1:2022

sito è associata al punto di ancoraggio dello spettro di risposta elastico $a_g \times S$, ovvero al prodotto dell'accelerazione di picco al suolo (associata alla pericolosità sismica di base) moltiplicata per il coefficiente S (che tiene conto della risposta sismica locale), la prEN 1998-1-1:2022 [5] identifica l'intensità del sisma con la pseudo-accelerazione del tratto costante dello spettro per sisma orizzontale (figura 2).

Pertanto, la categorizzazione delle classi di sismicità viene espressa attraverso l'indice di sismicità S_δ che viene definito come:

$$S_\delta = \delta \cdot F_\alpha \cdot F_T \cdot S_{\alpha,475} \quad (3)$$

Dove δ dipende dalla "classe di conseguenza" della struttura; F_a è il fattore di amplificazione di sito a periodo breve; F_T è un fattore che dipende dalla topografia del suolo (pari a 1 per terreni pianeggianti).

L'accelerazione spettrale $S_{\alpha,475}$ corrisponde al valore della pseudo-accelerazione valutato per una struttura in classe di conseguenza 2 (CC2) nel tratto costante dello spettro elastico per sisma orizzontale con smorzamento viscoso equivalente pari al 5% e periodo di ritorno di 475 anni su suolo di categoria A (suolo rigido o roccia compatta), quindi in assenza di amplificazione topografica e di sito.

Le quattro "classi di sismicità" sono riportate in tabella 2 sia in funzione di $S_{\alpha,475}$, che di S_δ.

Un altro aspetto importante da evidenziare riguarda la forma spettrale che nella prEN 1998-1-1:2022 differisce rispetto all'attuale EN1998-1:2005. In particolare, l'ampiezza del tratto costante del nuovo spettro di risposta elastico varia in funzione della classe di sismicità. In figura 2 è anche riportato l'andamento del periodo T_C (che delimita il tratto ad accelerazione spettrale costante) che risulta più grande di quello raccomandato dall'attuale EN1998-

Classe di sismicità	Accelerazione spettrale di riferimento $S_{\alpha,475}$	Indice di sismicità S_δ
Alta	$S_{\alpha,475} \geq 5{,}0$ m/s^2	$S_\delta \geq 6{,}50$ m/s^2
Moderata	$2{,}5$ m/s$^2 \leq S_{\alpha,475} < 5{,}0$ m/s^2	$3{,}25$ m/s$^2 \leq S_\delta < 6{,}50$ m/s^2
Bassa	$1{,}0$ m/s$^2 \leq S_{\alpha,475} < 2{,}5$ m/s^2	$1{,}30$ m/s$^2 \leq S_\delta < 3{,}25$ m/s^2
Molto bassa	$S_{\alpha,475} < 1{,}0$ m/s^2	$S_\delta < 1{,}30$ m/s^2

Tab. 2 | Le classi di sismicità nella prEN 1998-1-1:2022

1:2005 per classe di sismicità media ed alta, e più piccolo per classe di sismicità molto bassa e bassa.

3.3 Le classi di duttilità

Una delle novità più significative del nuovo Eurocodice 8 [4] riguarda il concetto di classe di duttilità. Nell'attuale EN1998-1:2005 [2] il progetto sismico di un sistema strutturale, non dotato di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, può essere condotto secondo due concetti distinti: (a) sistemi a comportamento strutturale non dissipativo e (b) sistemi a comportamento strutturale dissipativo. Le strutture non dissipative (concetto tipo "a") sono progettate per non subire danneggiamento in caso di sisma e ricadono in classe di duttilità bassa (o "DCL", acronimo inglese di "Ductility Class Low"). Le strutture ricadenti in tale classe possono essere calcolate con l'ausilio di un'analisi globale di tipo elastico e la verifica delle membrature viene condotta in accordo all'Eurocodice 3 [7] senza l'applicazione di regole di gerarchia delle resistenze. Tuttavia, si applicano le regole generali disposte dal Capitolo 4 dell'Eurocodice 8 relative ai principi di base ed ai criteri di progettazione antisismica, nonché i requisiti di regolarità strutturale in pianta ed in alzato. Le verifiche secondo l'Eurocodice 3 garantiscono un livello minimo di sovraresistenza tale da giustificare l'impiego di un fattore di comportamento q compreso nell'intervallo 1.5-2. Per i sistemi a base fissa, la DCL è raccomandata solo per zone con accelerazione di picco al suolo inferiore ad a_g = 0,08g oppure $a_g \times S$ = 0,1g (limite della bassa sismicità secondo EN1998-1:2005). Tuttavia, nei casi in cui $a_g \leq$ 0,04g oppure $a_g \times S \leq$ 0,05g il progetto viene condotto esclusivamente in accordo all'Eurocodice 3 prescindendo dalle regole dal Capitolo 4 dell'Eurocodice 8 (criterio di esclusione).

I sistemi progettati in accordo al concetto (b) sono, invece, concepiti per dissipare una parte significativa dell'energia sismica in ingresso attraverso il danneggiamento controllato di parti specifiche o elementi della struttura, che sono identificate come zone dissipative. In funzione dell'impegno plastico richiesto al sistema, le strutture progettate in accordo al concetto (b) ricadono in classe di duttilità media (DCM, acronimo inglese per "Ductility Class Medium") o alta (DCH, "Ductility Class High"). Tuttavia, tale differenza di classe non si traduce in regole differenziate ad eccezione del valore del fattore di comportamento da adottare (ad esempio non maggiore di 4 in DCM e superiore in DCH) e della scelta delle sezioni per le membrature dissipative (che devono ricadere in classe 1 per i sistemi in DCH, mentre sono in classe 1 o 2 per i sistemi in DCM). Pertanto, la modalità di danneggiamento di due strutture di acciaio progettate rispettivamente in DCM e DCH risulta idealmente la stessa a parità di sistema sismo-resistente, mentre l'entità del danno differisce in funzione della diversa soglia di resistenza di progetto che dipende dal diverso valore del fattore di comportamento.

Al contrario, nel nuovo prEN 1998 [4] si delinea un legame funzionale tra la prestazione strutturale (da intendersi come modalità di danneggiamento sismico), i relativi criteri di progetto e l'intensità del sisma (espressa in termini di "indice di sismicità" S_d). Pertanto, un sistema strutturale potrà essere progettato in accordo a tre diverse classi di duttilità: i) DC1 (bassa); ii) DC2 (media); iii) DC3 (alta).

Le strutture progettate in accordo alla DC1 sono caratterizzate da una risposta pseudo-elastica, in cui modeste escursioni in campo non-lineare non pregiudicano la capacità sismica degli edifici. Nel progetto in DC1 ci si affida prevalentemente alla sovraresistenza strutturale, mentre si ignora la capacità di deformazione anelastica e la capacità di dissipazione di energia. Pertanto, la DC1 consente un approccio progettuale semplificato che consiste nell'applicare le regole generali contenute nella prEN 1998-1-1 [5] e nei capitoli 4 e 5 del prEN 1998-1-2 [6], che comprendono la definizione dell'azione sismica e i principi generali di progettazione antisismica, mentre le verifiche strutturali sono condotte in accordo all'Eurocodice 3 e non si applicano regole di gerarchia delle resistenze. Per tutte le strutture ricadenti in DC1 la prEN1998-1-2 raccomanda un fattore di comportamento pari a q = 1,5. Non potendo fare affidamento sulla duttilità, l'utilizzo di tale strategia di progetto è, però, limitata a località caratterizzate da $S_{dlim,DC1}$ pari a 5 m/s^2, ovvero a classi di sismicità bassa/moderata (tabella 2). Per classi di sismicità più elevate, salvo l'utilizzo di strategie di protezione sismica basate sul controllo passivo o attivo della risposta, occorre necessariamente progettare in classe di duttilità media (DC2) o alta (DC3).

Nel caso in cui l'indice di sismicità non sia superiore a 1,30 m/s^2 (ovvero in classe di sismicità molto bassa, vedi tabella 2) si ricade nel criterio di esclusione che consente l'analisi e la verifica strutturale in accordo all'Eurocodice 3, ignorando le regole generali contenute nella prEN 1998-1-1 [5] e nei capitoli 4 e 5 del prEN 1998-1-2 [6].

Nel progetto in DC2 sono prescritte regole di gerarchia semplificate per garantire la capacità di deformazione locale e la relativa capacità di dissipazione energetica. Tuttavia, tali regole non sono volte a garantire la formazione di un meccanismo plastico globale, ma sono concepite per ridurre la domanda di duttilità mitigando la richiesta di danno locale. Pertanto, le strutture in DC2 non garantiscono un'elevata duttilità di sistema e sono caratterizzate da una resistenza di progetto piuttosto elevata. Infatti, il fattore di comportamento da adottare in tale classe di duttilità non supera il valore di 3,5, cui corrisponde un moderato danno globale. Poiché tali regole non escludono la possibilità che meccanismi parziali di piano si formino, nel caso delle strutture di acciaio la DC2 può essere applicata in zone sismiche caratterizzate da $S_{dlim,DC2}$ non superiore a 6,5 m/s^2, ovvero a classi di sismicità moderata (tabella 2).

La DC3 fornisce regole per garantire la formazione di un meccanismo plastico globale. Pertanto, sia la capacità di sovraresistenza che di deformazione locale nonché la capacità di dissipazione di energia delle componenti dissipative della struttura sono specificatamente tenute in conto imponendo stringenti requisiti di resistenza e di duttilità locale e globale. Coerentemente con l'impegno plastico richiesto alle zone dissipative e con la duttilità del meccanismo di collasso globale, si adottano valori più grandi del fattore di comportamento, ovvero 3,5 < q ≤ 6,5 (eccezion fatta per le strutture leggere per le quali il limite superiore è pari a 2,5). Ovviamente, non esiste un limite di sismicità per l'impiego della DC3, in quanto le strutture progettate in accordo a tale classe di duttilità forniscono la migliore prestazione sismica in termini di duttilità e capacità dissipativa.

Per comprendere meglio la differenza in termini prestazionali tra le DC del nuovo EC8 e quelle dell'attuale EN1998-1:2005 in figura 3 sono riportate le curve di capacità teoriche (espresse in termini di

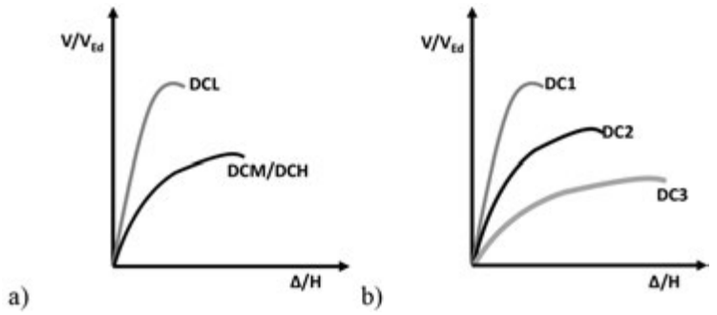


Fig. 3 | Prestazione strutturale per le diverse classi di duttilità: a) EN 1998-1 (2005); b) prEN1998-1-1 (2022)

taglio alla base "V" normalizzato rispetto al taglio di progetto "V_{Ed}" e spostamento in copertura "Δ" normalizzato all'altezza dell'edificio "H") che lo stesso sistema strutturale (quale che sia la sua tipologia) presenterebbe se progettato variando DC. Dal confronto si evincono chiaramente i vantaggi della nuova classificazione. Infatti, sebbene la DC1 sia sostanzialmente confrontabile con l'attuale DCL, la DC2 e la DC3 differiscono dalla DCM/DCH in maniera sostanziale. La DC2 e la DC3 consentono di differenziare la duttilità globale della struttura e di ottimizzare il progetto e la risposta strutturale in funzione della domanda sismica, mentre nelle attuali DCM e DCH non è possibile una reale distinzione sia nell'iter progettuale che nella conseguente modalità di danneggiamento in caso di sisma.

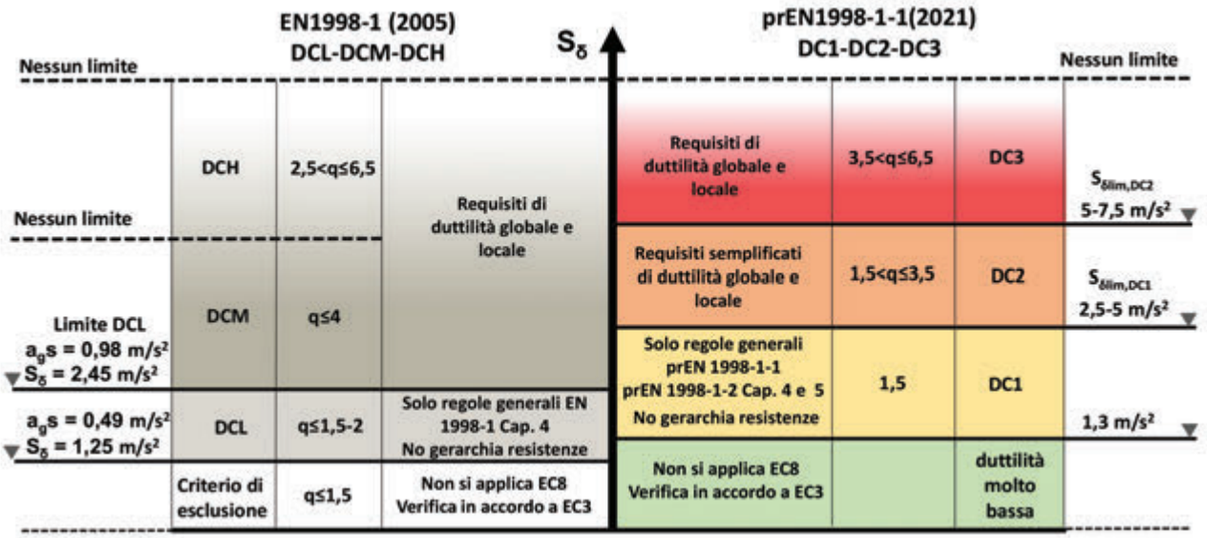


Fig. 4 | Classi di duttilità: EN 1998-1 (2005) vs prEN1998-1-1 (2022)

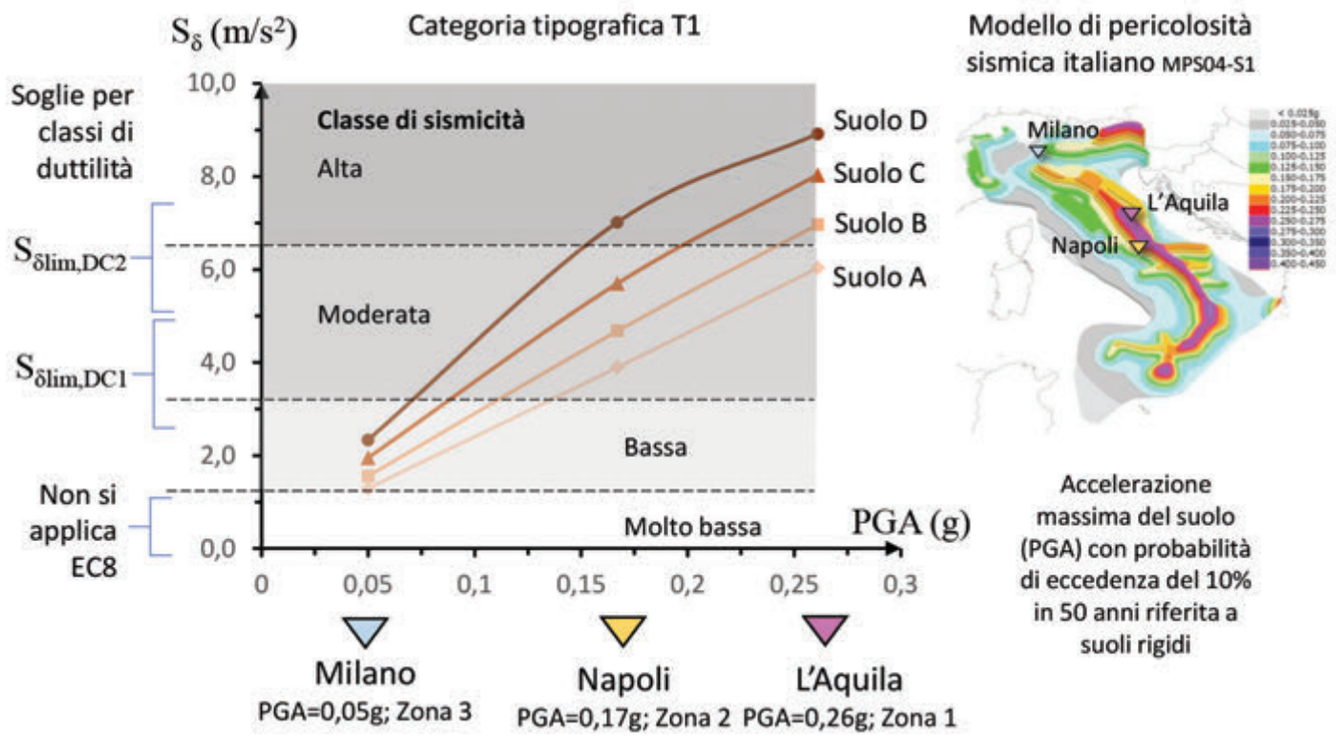


Fig. 5 | Classi di duttilità e loro correlazione alla mappa di pericolosità sismica italiana

Per meglio chiarire il legame tra classe di duttilità e livelli di sismicità, in figura 4 è riportato il confronto dei limiti di applicazione per le diverse classi di duttilità nell'attuale e nel nuovo EC8, in cui viene evidenziato come ad ogni classe di duttilità corrisponde una specifica metodologia di progetto, caratterizzata da regole (più severe al crescere della classe) tese a garantire il soddisfacimento di requisiti di duttilità e resistenza adeguati alla classe stessa e coerenti con il valore di progetto del fattore di comportamento. A scopo puramente esemplificativo in figura 5 è, inoltre, riportato un grafico in cui sono indicate le classi di sismicità di Milano, Napoli e L'Aquila, che sono rappresentative rispettivamente della classe bassa, moderata e alta. I valori dell'indice di sismicità che limitano il progetto in accordo alle diverse classi di duttilità ($S_{dlim,DCi}$) sono stati definiti in funzione della tipologia strutturale nella parte prEN 1998-1-2 [6] per ogni materiale strutturale. Dal confronto si desume che la DC1 e la DC2 trovano ampio campo di applicazione in tutto il territorio nazionale.

Ciò premesso, i requisiti di dettaglio che dovranno possedere le strutture in acciaio in relazione alla loro classe di duttilità saranno descritti nel paragrafo successivo.

4 prEN 1998-1-2: LE STRUTTURE DI ACCIAIO

4.1 Generalità

Nella prEN1998-1-2: 2022 il Capitolo 11 è specificatamente dedicato alle regole di progetto per gli edifici sismo-resistenti in acciaio e, rispetto all'equivalente capitolo della EN 1998-1:2005 (Capitolo 6), si presenta significativamente più corposo (40 pagine contro 23). Inoltre, sono presenti tre nuovi allegati, dedicati rispettivamente al progetto sismico dei nodi (Allegato E), dei collegamenti di base (Allegato H) e delle strutture leggere realizzate con profili sottili piegati a freddo (Allegato F). Oltre alle strutture con elementi sottili piegati a freddo, le tipologie strutturali trattate sono state ampliate estendendo la tipologia dei telai accoppiati al caso dei telai con controventi eccentrici ed aggiungendo i telai con controventi ad instabilità impedita. La vasta gamma di tipologie disponibili che così si determina rende, quindi, ancora più competitivo l'impiego delle strutture di acciaio in zona sismica.

Le principali novità introdotte nel Capitolo 11 della prEN1998-1-2 sono descritte e commentate nei paragrafi successivi. Inoltre, al fine di evidenziare le motivazioni che hanno portato a tali modifiche e/o integrazioni, verranno anche richiamate, laddove possibile, le attuali disposizioni normative (Capitolo 6).

Acciaio	EN 1998-1: 2005 γ_{ov}	Pr EN 1998-1-2: 2022 ω_{rm}
S235	1,25	1,45
S275		1,35
S355		1,25
S420		1,25
S460		1,20

Tab. 3 | Coefficienti di aleatorietà della tensione di snervamento degli acciai da carpenteria

4.2 Materiale

In accordo all'Eurocodice 8 (sia la versione attuale che quella futura) i materiali da impiegare nella costruzione della struttura devono essere selezionati verificando che sia la distribuzione della tensione di snervamento che quella della tenacità negli elementi della struttura garantiscano il soddisfacimento dei criteri di gerarchia delle resistenze da applicare nei sistemi progettati a controllo di capacità.

Per quanto concerne la tensione di snervamento, nella maggioranza dei casi, tale requisito si considera soddisfatto se la massima tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato per le zone dissipative verifica la disuguaglianza $f_{y,max} \leq 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$, dove γ_{ov} è il coefficiente utilizzato a progetto per portare in conto l'aleatorietà della resistenza del materiale (identificato con il nuovo simbolo ω_{rm} nella nuova prEN 1998-1-2: 2022), ossia il rapporto tra la tensione di snervamento media e quella nominale f_y.

L'evidenza sperimentale [3, 8-12] ha mostrato che il valore di tale parametro varia principalmente in funzione del grado dell'acciaio. In particolare, gli acciai di grado superiore sono caratterizzati da una minore dispersione del valore della tensione di snervamento e quindi da una sovraresistenza minore. Pertanto, nella nuova prEN 1998-1-2: 2022 i valori del coefficiente di aleatorietà sono stati ridefiniti in funzione del grado dell'acciaio, così come riassunto in. tabella 3.

Passando alle regole ed i requisiti per la tenacità dell'acciaio strutturale, occorre preliminarmente ricordare che questi, come ben noto, sono definite dall' EN 1993-1-10 [13]. Tale aspetto riveste una particolare importanza nella progettazione sismica dei sistemi di acciaio per prevenire crisi fragili stante la natura ciclica dell'azione. A tal fine, la versione corrente dell'EN1998-1 raccomanda che la tenacità degli acciai delle membrature e delle saldature debba soddisfare i requisiti per l'azione sismica al valore quasi permanente della temperatura di servizio, in accordo a quanto previsto dall'attuale EN 1993-1-10 [13].

La prEN 1993-1-10 [14] prevede dei requisiti aggiuntivi per la selezione della tenacità degli acciai da impiegare in strutture sismo-resistenti, che sono stati oggetto di serrate discussioni tra gli esperti dei CEN/TC250/SC3/WG10 (che contribuisce alla revisione dell'EN1993-1-10) e quelli del CEN/TC250/SC8/WG2 e che sono stati perfezionati in accordo al documento tecnico CEN-TC250-SC8-WG2_N0137 [15]. In dettaglio, la nuova versione della prEN 1993-1-10 [14] impone la scelta della tenacità dell'acciaio in funzione della Classe di Esecuzione ("EXC", che si riferisce a classi di qualità realizzative crescenti da EXC1 a EXC4), della Classe di Conseguenza ("CC", che si riferisce all'affidabilità richiesta all'opera, crescente da CC1 a CC4) e della Classe di Duttilità (DC) assunte in progetto.

Per strutture progettate in EXC1 e CC1 con indice di sismicità S_δ < 2,5 m/s^2 è richiesto un grado di tenacità pari a JR. Nel caso di EXC2, i requisiti minimi di tenacità sono J0 in DC1 e DC2 (per CC1 e CC2) e DC3 (solo per CC1). Per le strutture in EXC3, i requisiti

Tipologia strutturale	EN 1998-1: 2005		prEN 1998-1-2: 2022					
	DCM	DCH	DC2			DC3		
	q	q	q_D	q_R	q	q_D	q_R	q
Telai momento resistenti								
Portali monopiano con sezioni di classe 3 e 4	4	5,5	1,3	1	2	-	-	-
Portali monopiano con sezioni di classe 1 e 2			1,8	1.1	3	3,3	1	5,5
Telai multipiano multicampata	4	6,5	1,8	1.3	3.5	3,3	1,3	6,5
Telai con controventi concentrici								
Controventi a diagonale semplice	4	4	1,7	1	2,5	2,4	1,1	4
Controventi a X	4	4						
Controventi a V	2	2,5						
Telai con controventi eccentrici	4	6	1,8	1,1	3	3,1	1,3	6
Telai con controventi ad instabilità impedita	-	-	-	-	-	3,3	1,2	6
Telai accoppiati								
Con controventi concentrici a X	4	4,8	1,8	1,1	3	2,9	1,1	4,8
Con controventi concentrici a V	-	-						
Con controventi eccentrici	-	-	2,1	1,1	3,5	3,3	1,3	6,5
Con controventi ad instabilità impedita	-	-				3,3	1,3	6,5
Strutture leggere								
Con controventi a piatti			1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con lamiera d'acciaio	-	-	1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con pannelli di legno			1,3	1	2	1,7	1	2,5
Con pannelli di cartongesso			1,1	1	1,7	1,3	1	2
Pendolo inverso	2	2,2	1,3	1	2	1,5	1	2,3

Tab. 4 | Valori limite di riferimento del fattore di struttura per sistemi regolari in elevazione: EN 1998-1: 2005 vs prEN 1998-1-2: 2022

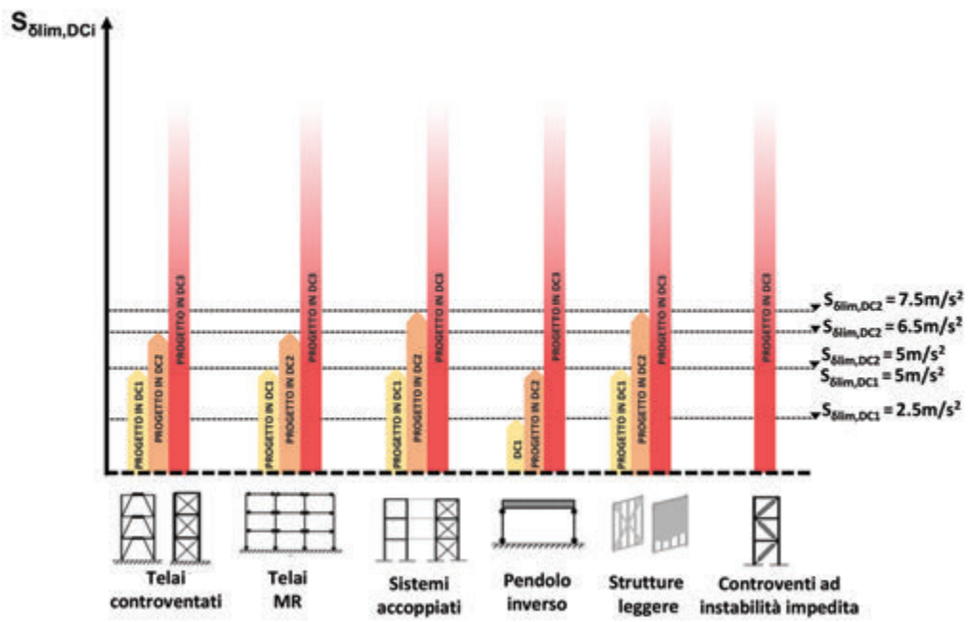


Fig. 6 | Classi di duttilità e classi di sismicità delle tipologie di strutture in acciaio in accordo al Capitolo 11 della prEN1998-1-1 (2022

minimi di tenacità sono J2 per acciaio di qualità S235, S275 e S355 progettate in DC1 e DC2 (per CC3) e DC3 (per CC2 e CC3). In caso di strutture progettate per EXC4 si devono usare acciai a grana fine.

Inoltre, qualora vengano adottati dettagli tecnologici non conformi a quelli riportati nell'Allegato E della prEN 1998-1-1:2022, sono richieste prove sperimentali con pendolo di Charpy a temperatura ambiente per verificare il soddisfacimento di una energia di rottura non inferiore a 125J.

Tuttavia, all'atto della scrittura del presente articolo, questi requisiti non sono ancora definitivi e saranno oggetto nel prossimo futuro di ulteriori discussioni ed approfondimenti al fine di addivenire ad una soluzione condivisa.

4.3 Fattori di comportamento e classi di duttilità

I valori limite del fattore di comportamento forniti rispettivamente dall'attuale Eurocodice 8 e dal nuovo [6] per i sistemi regolari e per le diverse tipologie strutturali sono riportati a confronto nella tabella 4. Come può notarsi, oltre al valore complessivo del fattore di comportamento (q), la prEN 1998-1-2: 2022 riporta i valori dei contributi legati alla duttilità (q_D) e alla ridondanza (q_R) per ciascuna tipologia strutturale progettata in classe di duttilità DC2 e DC3. Per i sistemi progettati in classe di duttilità DC1, non sfruttando la duttilità e la ridondanza, il valore limite del fattore di comportamento è assunto pari a 1,5 per tutte le tipologie strutturali, che coincide con la sovraresistenza di progetto q_S.

Oltre alle già citate differenze in termini di tipologie, dalla tabella 4 si evince che sono state risolte le incongruenze relative ai telai con controventi concentrici tradizionali. Infatti, nell'attuale EC8 [1] il fattore di comportamento differisce per sistemi con controventi a croce o a V. In particolare, per i controventi a croce (X-CBF) il valore limite del fattore di comportamento è pari a 4,0 sia per la media (DCM) che per l'alta duttilità (DCH), mentre i sistemi con diagonali di controvento disposte a V e V rovescia (V-CBF) sono penalizzati da valori di q significativamente più contenuti (q= 2,0 in DCM e q=2,5 in DCH). La limitazione del fattore di struttura a 2,5 per i controventi a V in alta duttilità risulta in contraddizione con la classificazione generale fornita al paragrafo 6.1.2, laddove per i

Classe di conseguenza (CC)	Tipo di azione				
	Statica/Quasi statica	Sismica			Fatica[b]
		DC1	DC2	DC3	
CC3	EXC3[c]	EXC3[c]	EXC3[c]	EXC3[c]	EXC3[c]
CC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3[d]	EXC3
CC1	EXC1	EXC2[e]	EXC2	EXC2	EXC2

[a] Le classi di duttilità (DC) sono definite nella EN 1998-1-1.
[b] Vedi EN 1993-1-9 [32].
[c] EXC4 può essere considerato per casi speciali, compresi quelli che rientrano nella classe ci conseguenza CC4 come specificato nella prEN1990:2021 [33].
[d] Rientra in EXC3 solo il sistema resistente primario alle azioni sismiche; il sistema resistente per carichi gravitazionali può ricadere in EXC2.
[e] Se l'indice di azione sismica non è maggiore di 2,5m/s^2 (sismicità limitata), la classe di esecuzione delle strutture in DC1 può essere EXC1.

NOTA Le strutture nelle classi di conseguenza CC0 non sono coperte da tale tabella. Vedi EN 1990 [34], 4.3.

Tab. 5 | Selezione della classe di esecuzione basata sul tipo di azione (vedi Tabella A.1 in appendice alla prEN 1993-1-1:2020 [31])

sistemi ad alta duttilità si indica l'intervallo di valori di q [4,0-6,5]. Inoltre, come evidenziato dai risultati di numerose ricerche recenti [16-30], le regole della nuova norma [6] consentono di garantire la medesima prestazione a tutte le configurazioni di controventi concentrici assegnando lo stesso fattore di comportamento.

In tabella 4 sono, inoltre, riportati i valori del fattore di comportamento dei nuovi sistemi strutturali, ovvero: (i) i telai con controventi ad instabilità impedita; (ii) i telai accoppiati, che sono costituiti dall'accoppiamento di un telaio momento-resistente con controventi concentrici (gli unici previsti dalla versione corrente della norma), eccentrici e ad instabilità impedita; (iii) le strutture leggere.

Un altro aspetto degno di nota del Capitolo 11 della prEN1998-1-2 è la limitazione dell'uso delle classi di duttilità in funzione della tipologia strutturale e dell'azione sismica di progetto, quest'ultima attraverso valori limite dell'indice di sismicità ($S_{dlim,DCi}$).

Tali limitazioni sono sintetizzate in figura 6, dove si osserva che la progettazione in DC1 è sostanzialmente limitata per tutte le tipologie di strutture in acciaio ad un valore dell'indice di sismicità pari a 5 m/s^2, fatta eccezione per le strutture a pendolo inverso per le quali il limite scende a 2,5 m/s^2. Maggiori differenze si riscontrano nel limite di applicabilità della DC2, che risulta variabile tra 5 m/s^2 (pendolo inverso) e 7,5 m/s^2 (sistemi combinati e strutture leggere). Ovviamente nessuna limitazione esiste per la progettazione in DC3, in quanto le regole di progetto per tale classe di duttilità consentono di governare il meccanismo di collasso e ne garantiscono la duttilità necessaria.

Giova, infine, sottolineare che le classi di duttilità influenzano, così come per la selezione della tenacità (vedi par. 4.2), anche la scelta della classe d'esecuzione da applicare all'intero sistema, o in modo differenziato a una parte di esso, in funzione dell'affidabilità richiesta all'opera (attraverso la Classe di Conseguenza) e del rischio derivante dal tipo di azione (Statica, Fatica o Sismica). Sebbene la scelta della classe d'esecuzione riguardi la EN 1993-1-1, anch'essa in corso di aggiornamento, la trasversalità e l'importanza degli argomenti trattati hanno richiesto un'intensa attività di coordinamento tra gruppi di lavoro appartenenti a differenti commissioni (CEN/TC250-SC3, CEN/TC250 SC8 e CEN/TC135) che hanno alla fine condiviso le indicazioni riportate in tabella 5, che ricalca la Tabella A.1 in appendice alla prEN1993-1-1:2020 [31].

4.4 Verifiche agli Stati Limite

4.4.1 Requisiti di rigidezza laterale: effetti del II ordine e verifiche per la limitazione del danno

Il controllo degli spostamenti, sia allo stato limite ultimo (controllo degli effetti del secondo ordine ai fini della valutazione della domanda) che in condizioni di esercizio (controllo dello spostamento relativo di interpiano ai fini del danneggiamento), è un aspetto chiave del progetto sismico.

L'influenza degli effetti globali del secondo ordine (o effetti P-Δ) è prevalentemente legata alla rigidezza laterale del sistema. Infatti, nei sistemi strutturali molto deformabili (ad esempio i telai momento-resistenti di acciaio), i carichi verticali agenti sulla configurazione deformata della struttura possono aggravarne sia lo stato di sollecitazione che di deformazione, compromettendone la stabilità globale.

In accordo al paragrafo 4.4.2.2(2) dell'attuale Eurocodice 8, il progettista è tenuto a verificare la sensibilità della struttura agli effetti del secondo ordine, monitorando il coefficiente di stabilità θ, definito come:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \qquad (4)$$

Dove P_{tot} è il carico verticale totale, V_{tot} è il taglio sismico di progetto al piano considerato, d_r è lo spostamento relativo ed h è l'altezza di interpiano.

Il telaio può essere considerato stabile per $\theta \leq 0{,}3$; se $\theta \leq 0{,}1$, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati; se $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, gli effetti delle azioni orizzontali devono essere amplificati del rapporto $1/(1-\theta)$; se $0{,}2 < \theta \leq 0{,}3$ gli effetti del secondo ordine devono essere opportunamente considerati nell'analisi strutturale, tenendo esplicitamente conto della non-linearità geometrica e meccanica valutando l'equilibrio della struttura in configurazione deformata. Nel caso in cui il parametro θ risulti maggiore di 0,3, a seguito della ridotta rigidezza laterale del sistema e all'sorgere di possibile fenomeni "globali" di instabilità progressiva, occorre riprogettare il sistema strutturale resistente alle azioni orizzontali.

Questo approccio si basa sull'applicazione del metodo di Horne, ma in contrasto con la teoria elastica alla base di tale metodologia, il coefficiente di sensibilità θ in accordo alla Eq. (4) è valutato considerando la rigidezza secante della struttura (figura 7), quest'ultima valutata come il rapporto tra il tagliante di progetto

($V_{tot} = V_e/q$, cui corrisponderebbe la resistenza laterale della struttura in assenza di sovraresistenza di progetto) ad ogni livello ed il corrispondente spostamento relativo d'interpiano indotto dal sisma d_r (valutato in accordo alla regola di uguaglianza degli spostamenti come prodotto dello spostamento elastico per il fattore di comportamento, $d_r = d_e \cdot q$).

La ratio di considerare la rigidezza secante del sistema risiede nella volontà di valutare, in modo semplificato, la stabilità del telaio quando si forma il meccanismo plastico globale. Tuttavia, il taglio che corrisponde all'attingimento di tale condizione può essere significativamente maggiore rispetto a quello di progetto, in virtù di molteplici sorgenti di sovraresistenza, quali il sovradimensionamento delle membrature, la variabilità della tensione di snervamento del materiale e la ridistribuzione plastica della struttura in funzione della sua ridondanza e duttilità. Tuttavia, come evidenziato da numerosi autori [35-38], tale approccio risulta eccessivamente severo, soprattutto nel caso dei telai momento-resistenti multipiano per i quali è spesso necessario sovradimensionare notevolmente gli elementi strutturali per soddisfare i requisiti sugli effetti P-Delta dell'attuale EN1998-1. Non è un caso che, al contrario di quella europea, la norma statunitense (ASCE 7, 2016 [39]), coerentemente con l'ipotesi di elasticità del metodo di Horne, impone di determinare il coefficiente di stabilità θ assumendo la rigidezza iniziale elastica della struttura, da cui risulta un requisito meno severo e più facile da soddisfare.

Pertanto, nella nuova prEN 1998-1-2:2022, l'espressione del coefficiente di stabilità θ è stata aggiornata per tenere conto della sovraresistenza di progetto e della capacità di ridistribuzione delle deformazioni plastiche del sistema, come segue:

per le strutture in DC1, DC2:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h} \quad (5)$$

per le strutture in DC3:

$$\theta = min\left(\frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h}\ ;\ \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot \omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot V_{tot} \cdot h}\right) \quad (6)$$

dove $d_{r,SD}$ è lo spostamento relativo di interpiano calcolato allo stato limite di danno severo, e q_R e q_S sono i fattori definiti nel paragrafo 4.3. Nel Capitolo 11 viene inoltre specificato che, per le strutture progettate in DC3, se $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ il coefficiente q_s deve essere valutato in accordo all'Eq. (6) dove ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale (vedi paragrafo 4.2) ed $\Omega_d = min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right)$ è il minimo rapporto di sovraresistenza definito al paragrafo 4.4.2.

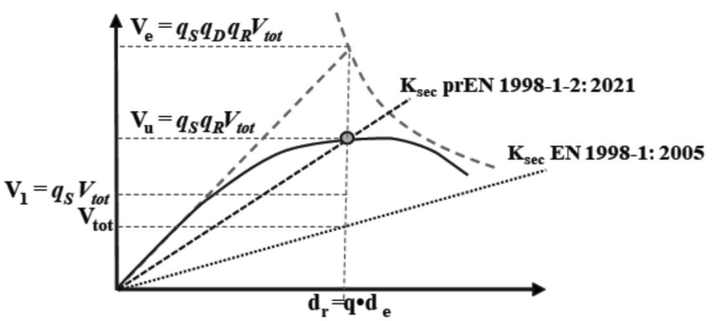


Fig. 7 | Rigidezza secante del telaio ai fini della valutazione degli effetti P-Δ: EN 1998-1:2005 vs EN 1998-1-2: 2022

La rigidezza laterale della struttura, come ben noto, influenza anche le verifiche allo stato limite di danno limitato (DL) che, in accordo al paragrafo 4.4.3.2(1) dell'attuale Eurocodice 8, si considera soddisfatto se lo spostamento relativo di interpiano, indotto dal terremoto frequente (cui corrisponde una probabilità di accadimento del 10% in 10 anni, ovvero un periodo di ritorno di 95 anni), verifica la seguente disuguaglianza:

$$d_r \cdot v \leq \alpha \cdot h \quad (7)$$

Dove $d_{r,i} = d_{s,i} - d_{s,i-1}$ è lo spostamento relativo di interpiano al piano i-esimo, $d_s = q \cdot d_e$ è lo spostamento indotto dal sisma di progetto calcolato sulla base della regola di uguaglianza degli spostamenti e d_e è lo spostamento calcolato attraverso l'analisi strutturale elastica; v è un fattore di riduzione che tiene conto del minore periodo di ritorno del terremoto associato alla condizione di servizio rispetto al sisma allo stato limite ultimo e dipende dalla classe di importanza dell'edificio; h è l'altezza di interpiano. Il valore del coefficiente a dipende dalla tipologia di elementi non strutturali, ossia è pari a (i) 0,005 in caso di tamponature fragili; (ii) 0,0075 in caso di elementi non strutturali duttili; (iii) 0,01 in assenza di tamponature o in caso di tamponature installate in modo da non interferire con la deformabilità della struttura.

Con riferimento a tale verifica, occorre premettere che nel nuovo prEN1998-1-1 viene stabilito che, nel caso di strutture nuove di tipo ordinario, è sufficiente la verifica nei confronti del solo stato limite di danno severo (SD) per poter implicitamente ritenere soddisfatto il rispetto dei requisiti strutturali nei confronti degli ulteriori Stati Limite, sia ultimi (collasso), sia di esercizio (danno limitato e operatività). Tuttavia, viene lasciata ai singoli paesi membri la possibilità di richiedere la verifica esplicita nei confronti di questi ulteriori livelli prestazionali attraverso i rispettivi Annessi Nazionali. Nel nuovo Eurocodice 8 il controllo degli spostamenti viene condotto allo stato limite di danno severo al fine di poter garantire adeguata rigidezza laterale e limitare il danneggiamento della struttura in modo da garantire un'adeguata riserva di duttilità al sistema. Nel caso delle strutture in acciaio lo spostamento di interpiano, calcolato allo stato limite SD deve verificare, per tutte le classi di duttilità, la seguente disuguaglianza:

$$d_{rSD} \leq \lambda \cdot h \quad (8)$$

dove il coefficiente λ varia in funzione della tipologia strutturale, ovvero pari a (i) 0,02 per i telai momento-resistenti e per i telai accoppiati, (ii) 0,015 per i sistemi controventati e le strutture a pendolo inverso, (iii) 0,01 per i sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo.

Nel caso in cui viene richiesto il controllo esplicito al DL, la verifica andrà condotta in analogia a quanto prevede l'attuale EC8, ossia confrontando lo spostamento di interpiano associato a tale stato limite con dei valori limite funzione della tipologia degli elementi non strutturali (definiti come "ancillary elements" nel nuovo EC8). A tal riguardo, nel caso le verifiche di limitazione degli spostamenti

siano richieste anche a DL, si ritiene degno di nota evidenziare che i limiti imposti dall' Eq. (8) soddisfano automaticamente le verifiche di esercizio laddove siano adottate tamponature installate in modo da non interferire con la deformabilità della struttura. Tuttavia, in tutti gli altri casi sono necessarie entrambe le verifiche.

4.4.2 Requisiti di resistenza e duttilità

4.4.2.1 Regole comuni a tutte le tipologie strutturali progettate in DC2 e DC3

È ben noto che il progetto "ottimale" di un qualsiasi sistema strutturale avviene imponendo, per ogni assegnato stato limite, l'uguaglianza tra domanda e capacità, ovvero ricercando, definiti i materiali, le incognite geometriche che soddisfino tale bilancio. Nel caso della progettazione sismica di un sistema dissipativo l'equazione di bilancio tra domanda e capacità è utilizzata per il dimensionamento delle parti duttili e dissipative del sistema, a partire dalle quali è possibile, applicando opportuni fattori di sovra-resistenza, progettare gli altri elementi fragili e non dissipativi che completano la struttura così da prevenirne la crisi. Per ottenere un simile risultato le norme sismiche forniscono sia criteri di progetto comuni a tutte le tipologie strutturali che regole specifiche per ogni tipologia strutturale ed i relativi dettagli tecnologici.

Per quanto concerne gli aspetti generali, comuni alle varie tipologie, l'attuale EN 1998-1: 2005 fornisce gli stessi criteri di gerarchia delle resistenze per le singole tipologie strutturali in classe di duttilità media ed alta. Nello specifico, il criterio di gerarchia delle resistenze per le strutture dissipative in acciaio può essere espresso in termini generali dalla seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq E_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E} \qquad (9)$$

Dove R_d è la resistenza di progetto delle membrature non dissipative, $E_{Ed,G}$ ed $E_{Ed,E}$ sono rispettivamente gli effetti indotti dai carichi gravitazionali in combinazione sismica e dal terremoto su tali elementi e γ_{ov} è il coefficiente di aleatorietà del materiale pari a 1,25 e $\Omega = min\left(\frac{R_d}{E_{Ed}}\right)$ è il minimo rapporto tra la resistenza di progetto dell'elemento dissipativo (capacità) e la corrispondente sollecitazione nella combinazione simica di progetto (domanda), che sono definiti per ogni tipologia in funzione del tipo di meccanismo dissipativo atteso.

La nuova prEN 1998-1-2:2022, al contrario, diversifica i requisiti di resistenza e duttilità per i sistemi dissipativi in funzione della classe di duttilità (DC2 e DC3), perché diverse sono le prestazioni strutturali richieste al variare della classe di duttilità.

In particolare, per i sistemi dissipativi progettati in DC2 è previsto l'applicazione di un criterio semplificato, in accordo al quale la capacità degli elementi non dissipativi deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole di sforzo normale, taglio e momento come espresso dalla seguente disuguaglianza:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\geq M_{Ed,G} + M_{Ed,E} \\ V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + V_{Ed,E} \\ N_{Rd} &\geq N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E} \end{aligned} \qquad (10)$$

Come si può osservate dall' Eq. (10) solo lo sforzo normale indotto dalle azioni sismiche viene amplificato attraverso un unico coefficiente di sovraresistenza (Ω), costante lungo l'altezza dell'edificio ed il cui valore è fornito dalla norma in funzione della tipologia strutturale. Tale approccio è coerente con le regole previste dalle norme nordamericane (ASCE7 [39] ed AISC341 [40]) per sistemi a bassa ("Ordinary") e media duttilità ("Intermediate") e deriva dall'osservazione della risposta strutturale di sistemi che esibiscono meccanismi parziali con danneggiamento moderato delle colonne e che non esibiscono un'adeguata ridistribuzione del danno lungo l'elevazione. In tali condizioni le sollecitazioni assiali nelle colonne crescono maggiormente rispetto a quelle flessionali e taglianti, in quanto la resistenza alle azioni orizzontali è fronteggiata da un comportamento a mensola in cui gli sforzi normali concorrono ad equilibrare il momento ribaltante indotto dalle forze orizzontali.

Al fine di limitare la domanda di duttilità nelle colonne dei sistemi a telaio momento-resistente e telai accoppiati in caso di loro danneggiamento, in aggiunta al criterio imposto dalle Eq. (10) deve essere verificata la seguente diseguaglianza ad ogni piano:

$$q_S q_R V_{tot}(q - q_S) d_{e,top} \leq 2\sum_{i=1}^{i=n} M_{\mathrm{Rd,c,i}}(N_{Ed}) \times \theta_u^{pl} \qquad (11)$$

dove $d_{e,top}$ è lo spostamento in copertura calcolato utilizzando lo spettro di progetto; $M_{Rd,ci}(N_{Ed})$ è il momento resistente della colonna al piano considerato, ridotto per effetto dello sforzo normale dovuto ai carichi verticali agenti in combinazione sismica; θ_u^{pl} è il contributo plastico alla rotazione di corda ultima valutato in tutte le sezioni dove può formarsi una cerniera plastica.

Tale espressione rappresenta una formulazione approssimata del principio dei lavori virtuali scritto assumendo la formazione di un meccanismo di piano ad ogni livello della struttura fino al limite di deformazione corrispondente alla massima capacità di rotazione delle cerniere plastiche compatibile con il livello di danneggiamento ammesso (figura 8).

Ovviamente, la stabilità del meccanismo si realizza se il lavoro virtuale delle forze esterne è minore o uguale al lavoro virtuale sviluppato dalle forze interne che, in questo caso, sono date dai momenti resistente della colonna al piano considerato.

Le forze esterne considerate nell'Eq. (11) sono quelle idealmente corrispondenti alla sola parte plastica della risposta della struttura. Pertanto, come mostrato in figura 1, il corrispondente tagliante al piede della struttura viene espresso come $V_u = q_S\, q_R\, V_d$ ovvero come il prodotto del tagliante di progetto V_d per il fattore di sovraresistenza di progetto q_S e quello legato alla ridistribuzione plastica della struttura q_R.

La domanda di spostamento in copertura nella fase plastica è pari a $(q - q_S) d_{e,top}$.

Tuttavia, in una struttura che sviluppa meccanismo di piano, lo spostamento d'interpiano laddove si sviluppa il meccanismo è al massimo pari all'aliquota plastica dello spostamento in sommità (figura 8). Pertanto, nell'Eq. (11) lo spostamento d'interpiano viene cautelativamente assunto pari a $(q - q_S) d_{e,top}$.

La regola espressa dall'Eq. (11) è stata oggetto di vivace discussione nella comunità scientifica ed è da intendersi, all'atto della scrittura della presente memoria, non ancora definitiva in quanto sarà oggetto nel prossimo futuro di ulteriori approfondimenti al fine di

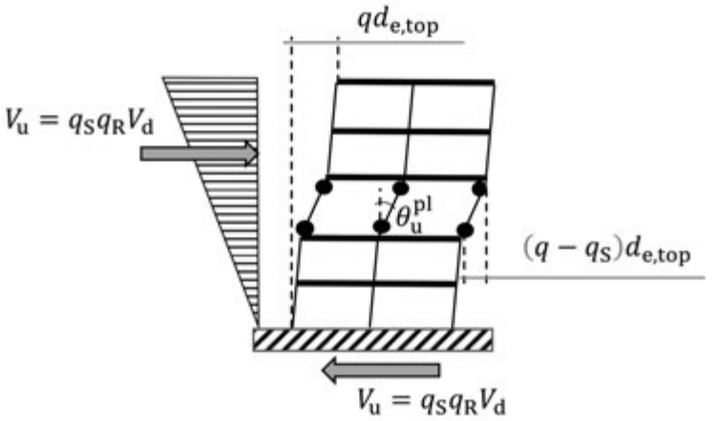


Fig. 8 | Parametri di progetto per la mitigazione della domanda di duttilità nelle colonne dei telai momento-resistente e telai accoppiati progettati in DC2.

addivenire ad una soluzione condivisa.

In alta duttilità (DC3) il criterio di gerarchia delle resistenze è, invece, espresso dalla seguente disuguaglianza:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &\geq M_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E} \\ N_{Rd} &\geq N_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E} \end{aligned} \qquad (12)$$

Dove ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale funzione del grado dell'acciaio (tabella 3); ω_{sh} tiene conto dell'incrudimento che interessa le zone dissipative e assume valori differenti (compresi tra 1,1 e 1,8) in funzione della tipologia strutturale, del tipo di elemento dissipativo e del relativo meccanismo plastico;
il coefficiente $\Omega_d = min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right)$ rappresenta la minima sovraresistenza di progetto della parte dissipativa.
A differenza dei sistemi progettati in DC2, la sovraresistenza di progetto in DC3 deve essere valutata caso per caso in relazione al minimo rapporto domanda/capacità valutato in tutte le parti dissipative.
In tabella 6 sono confrontati in forma sinottica i criteri di gerarchia delle resistenze in accordo alle due versioni della norma.
Accanto ai criteri di gerarchia delle resistenze, la norma fornisce un ulteriore requisito sulla classe delle sezioni trasversali degli elementi dissipativi soggetti a sollecitazioni flessionali o di compressione. Tale requisito è rivolto a limitarne la snellezza locale delle parti costituenti la sezione trasversale delle membrature per prevenire l'insorgenza di fenomeni di instabilità locale, che impedirebbero altrimenti lo sfruttamento delle risorse plastiche.
A differenza della versione attuale, che mette in relazione la classe delle sezioni trasversali degli elementi dissipativi unicamente con la classe di duttilità del sistema e del fattore di struttura, la pr EN 1998-1-2 considera anche la tipologia strutturale (tabella 7). Inoltre, la stessa introduce la possibilità di utilizzare profili di classe 3 e 4 che sono, invece, completamente esclusi nella versione attuale. In particolare, questa tipologia di sezioni (classe 3 e 4) possono essere anche utilizzate in DC2 nel caso dei portali e dei telai monopiano multicampata, ma soltanto per valori di q non superiori a 2. Nel caso delle strutture leggere, non esistono limitazioni all'uso delle diverse classi di sezione trasversale. Recenti studi [41-46] hanno, infatti, dimostrato che questo tipo di strutture, prevalentemente realizzate con profili ricadenti in classe 4, sono in grado di garantire eccellenti prestazioni in zone a media/alta sismicità, rappresentando quindi una valida alternativa per le applicazioni in zona sismica.

EN 1998-1:2005 Capitolo 6		prEN 1998-1-2: 2022 Capitolo 11	
DCM	$R_d \geq E_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_{Ed,E}$ $\Omega = min\left(\frac{R_d}{E_{Ed}}\right)$	DC2	$M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + M_{Ed,E}$ $V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + V_{Ed,E}$ $N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E}$ Ω è tabellato in funzione della tipologia strutturale
DCH		DC3	$R_d \geq E_{Ed,G} + \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot E_{Ed,E}$ $\Omega_d = min\left(\frac{R_d}{E_{Ed,E}}\right)$ ω_{rm} tabellato in funzione del grado dell'acciaio ω_{sh} tabellato in funzione del tipo di elemento e del tipo di meccanismo plastico

Tab. 6 | Criteri generali di gerarchia delle resistenze in media ed alta duttilità: EN 1998-1:2005 vs prEN 1998-1-2: 2022

4.4.2.2 Regole di dettaglio per le tipologie tradizionali

Le regole di dettaglio fornite dalla EN 1998-1:2005 per le tipologie tradizionali in acciaio sono state oggetto di ampio dibattito nell'ambito del processo di revisione. Nel lungo lasso di tempo trascorso dalla pubblicazione dell'EC8 ad oggi, la ricerca scientifica così come la pratica professionale hanno, infatti, contribuito ad evidenziare numerose incongruenze e problematiche di impiego, che trovano troppo spesso riscontro in prestazioni sismiche non adeguate [16-30; 35-38;47-51]. La revisione di queste regole ha rappresentato, pertanto, un momento di grande importanza nel lavoro di aggiornamento del capitolo acciaio del nuovo EC8, ed è stata rivolta sia a garantire una maggiore efficienza strutturale (attraverso l'applicazione di requisiti specifici in relazione alla classe di duttilità) che a favorire una maggiore semplicità di applicazione delle stesse regole e corrispondenti requisiti.
Il progetto dei telai momento-resistenti (MRF) in accordo all'attuale Eurocodice è tradizionalmente governato dai requisiti di rigidezza, che nella nuova versione della norma sono stati aggiornati, come discusso nei paragrafi precedenti (vedi paragrafo 4.4.1), con l'obiettivo di ridurre la sovraresistenza laterale del sistema. La progettazione delle colonne in DC2, a differenza dei sistemi in DC3, avviene con

EN 1998-1:2005			prEN 1998-1-2: 2022		
Classe di duttilità	Fattore di comportamento	Classe della sezione trasversale	Classe di duttilità	Fattore di comportamento	Classe della sezione trasversale
DCM	1,5<q≤2	Classe 1, 2 o 3	DC2	1,5<q≤2	Classe 1, 2, 3, 4 per strutture leggere, portali e telai monopiano multicampata
				1,5<q≤2	Classe 1, 2 per strutture a pendolo inverso
	2<q≤4	Classe 1 o 2		2<q≤3,5	Classe 1 e 2 per MRF, CBF, EBF e telai accoppiati
DCH	q>4	Classe 1	DC3	q>3,5	Classe 1 per tutte le tipologie
				2≤q≤2,5	Classe 1,2 3 e 4 per le strutture leggere

Tab. 7 | Requisito sulla scelta della classe delle sezioni trasversali.

la domanda derivante dalle Eq.10, trascurando l'applicazione del criterio di gerarchia rispetto alle travi collegate ma controllando la resistenza delle colonne attraverso l'Eq. (11) in modo da mitigarne la domanda di duttilità in caso siano danneggiate sismicamente. Un altro aspetto di particolare importanza, che rivoluziona il progetto di questa tipologia strutturale, riguarda la prequalificazione sismica dei nodi trave-colonna che verrà discussa con maggiore dettaglio nel paragrafo 4.5. Tra i requisiti introdotti dalla prEN 1998-1-2:2022 figurano il requisito sulla distanza tra i ritegni torsionali volti ad assicurare la stabilità delle travi (più severo in alta duttilità), e quello sulla snellezza delle colonne di base che deve essere inferiore a 0,85 al fine di limitare sia lo schiacciamento della porzione di colonna dove è attesa la formazione della cerniera plastica che l'instabilità globale fino al raggiungimento della sua capacità rotazionale ultima.

Per quanto concerne i sistemi controventati (in tutte le tipologie con diagonali concentriche "CBF" ed eccentriche "EBF") la principale novità riguarda il progetto degli elementi non dissipativi. Numerosi studi [16-21] hanno confermato l'importanza di valutare gli effetti indotti dal sisma sugli elementi non-dissipativi, tenendo opportunamente conto del meccanismo di trasferimento degli sforzi che si attiva in campo plastico. Alla luce dei risultati citati, mentre in classe di duttilità media (DC2) trova applicazione il criterio semplificato espresso dall'Eq. (10), in classe di duttilità alta (DC3) la resistenza richiesta agli elementi non dissipativi (travi e colonne per i telai a controventi concentrici e diagonali, colonne e segmenti di trave al di fuori del link per i sistemi con controventi eccentrici) viene determinata attraverso un'analisi di meccanismo plastico, assumendo cioè una distribuzione di forze rappresentativa del meccanismo di trasferimento degli sforzi in campo non-lineare che consente di determinare più accuratamente gli effetti indotti dal sisma sugli elementi non-dissipativi.

Inoltre, è opportuno sottolineare che l'impiego del modello semplificato a diagonale singola tesa attiva, utilizzato nell'attuale EC8 per l'analisi globale dei controventi concentrici a X, è consentito soltanto in DC2, mentre per il progetto in DC3 è richiesto uno schema strutturale che consideri esplicitamente la presenza di entrambe le diagonali. La modellazione di entrambe le diagonali è sempre obbligatoria, a prescindere dalla classe di duttilità, nel caso dei controventi a croce su due livelli consecutivi (in genere noti come "two-storey X bracings") che ampliano le tipologie contemplate nel nuovo eurocodice. Infine, la prEN 1998-1-2:2022 introduce il controllo della rigidezza flessionale per le travi nelle campate dei controventi concentrici a V e V rovescia. Recenti studi [18, 52-53] hanno, infatti, evidenziato che la deformabilità della trave e la domanda di duttilità delle diagonali sono fenomeni strettamente correlati e che la rigidezza flessionale della trave, accanto alla sua resistenza, svolge un ruolo fondamentale nel garantire un'adeguata risposta del sistema.

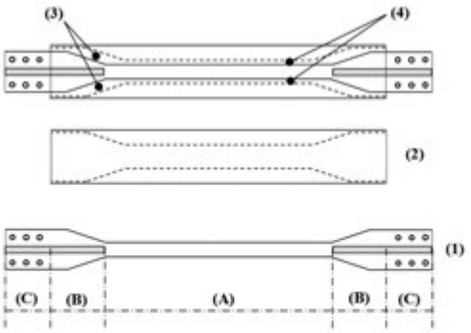
4.4.2.3 Controventi ad instabilità impedita

I controventi ad instabilità impedita (generalmente noti come "BRB", acronimo inglese di Buckling Restrained Braces) sono ampiamente utilizzati per il rinforzo sismico delle costruzioni esistenti come dispositivo di protezione passiva per migliorare rigidezza, resistenza e duttilità globale. Tuttavia, nel nuovo EC8 sono state finalmente introdotte regole e requisiti per il progetto di nuove strutture di acciaio equipaggiate da questo tipo di controventi, che sono preposti alla dissipazione dell'energia cinetica in ingresso, sia in regime di trazione che di compressione. La dissipazione isteretica per plasticità in regime di compressione avviene neutralizzando i fenomeni instabili globali utilizzando un manicotto coassiale all'asta di controvento così da impedirne lo sbandamento laterale (figura 9).

Nella prEN 1998-1-2:2022 le strutture di acciaio con BRB sono codificati esclusivamente per applicazioni in DC3. Pertanto, i criteri di gerarchia delle resistenze sono rivolti a preservare dal danno travi e colonne, che sono progettate per resistere alla condizione più sfavorevole tra le seguenti:

a) $E_{Ed} = E_{Ed,G} + \omega_{rm}\,\omega_{sh}\,\gamma_{CT}\,\Omega_d\,E_{Ed,E}$ (13)

Dove $E_{Ed,G}$ ed $E_{Ed,E}$ sono rispettivamente gli effetti indotti dai carichi gravitazionali in combinazione sismica e dal sisma; ω_{rm} ed ω_{sh} sono rispettivamente i coefficienti di aleatorietà del materiale e di incrudimento; $\gamma_{CT} = \frac{N_{C,Rd}}{N_{T,Rd}} \leq 1{,}3$ è un fattore di correzione che rappresenta il rapporto tra la capacità a compressione e trazione del BRB;



(1) controvento; (2) manicotto; (3) corsa del controvento e (4) tolleranza controvento-manicotto;
(A): zona di snervamento, (B) zona di transizione, (C) collegamento

Fig. 9 | Componenti di un controvento ad instabilità impedita [4]

Ω_d è la sovraresistenza minima pari a $\Omega_d = min(\Omega_{d,i}) = min\left(\frac{N_{Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right)$.
b) l'azione calcolata attraverso un'analisi del meccanismo plastico in cui entrambe le diagonali a trazione e compressione trasferiscono la loro resistenza ultima, calcolata come:

$$N_T = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{Rd} \quad (14)$$

$$N_C = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \gamma_{CT} \cdot N_{Rd} \quad (15)$$

4.4.2.4 Strutture metalliche leggere realizzate con profili formati a freddo

Come ben noto, l'attuale versione della EN 1998-1:2005 non affronta esplicitamente il progetto sismico delle strutture leggere in acciaio (note come strutture "LSF", acronimo inglese di Lightweight Steel Framed) nonostante la larga diffusione di tale tipologia costruttiva. Trattasi di sistemi basati sull'impiego di profili ottenuti mediante piegatura a freddo di lamiere sottili in acciaio (CFS, acronimo inglese di Cold Formed Steel). Nei sistemi ad aste (Stick-built construction) i profili CFS sono assemblati a secco, con rivetti o viti autoperforanti, in modo da realizzare pareti di aste, costituite da montanti con interassi ravvicinati, che sono collegate da guide (traversi) disposte superiormente ed inferiormente. Tali pareti rappresentano le unità strutturali fondamentali del sistema costruttivo e sono, pertanto, deputate all'assorbimento delle azioni verticali e orizzontali. Al fine di aumentarne la rigidezza e resistenza, le pareti possono essere irrigidite nel loro piano da controventi metallici a X (figura 10a), o con diversi tipi di pannelli, collegati al telaio attraverso organi meccanici di connessione opportunamente distanziati (figura 10b). L'ancoraggio alle fondazioni è, in ogni caso, garantito da opportuni sistemi di trasferimento (hold down). Negli ultimi quindici anni questo tipo di sistemi ha destato molto interesse nel settore delle costruzioni, grazie alle sue caratteristiche di leggerezza, sicurezza, economicità, e sostenibilità, che ben rispondono alle esigenze dell'approccio contemporaneo alla progettazione integrata. Tuttavia, la già richiamata assenza di specifiche disposizioni normative ha fortemente limitato l'utilizzo di questi sistemi in zona sismica. La prEN 1998-1-2: 2022 colma tale vuoto normativo e fornisce regole di progetto per le strutture LSF realizzate con varie tipologie di pareti (con controventi a piatti oppure irrigidite mediante pannelli metallici, di legno o in cartongesso) sia in DC2 che in DC3, nonché una serie di requisiti tecnologici sui componenti delle pareti (limiti in termini di spessore, dimensione e resistenza dei pannelli, spessore e resistenza degli elementi che compongono l'intelaiatura, distanza tra i connettori e il bordo, distanza tra i connettori) per garantire un'adeguata capacità dissipativa. Tali disposizioni, si basano sulle regole di progetto fornite dalla normativa nordamericana [48] e sui numerosi risultati numerici e sperimentali disponibili in letteratura scientifica [36-39; 50-54].
Il meccanismo desiderato, che garantisce un'adeguata capacità

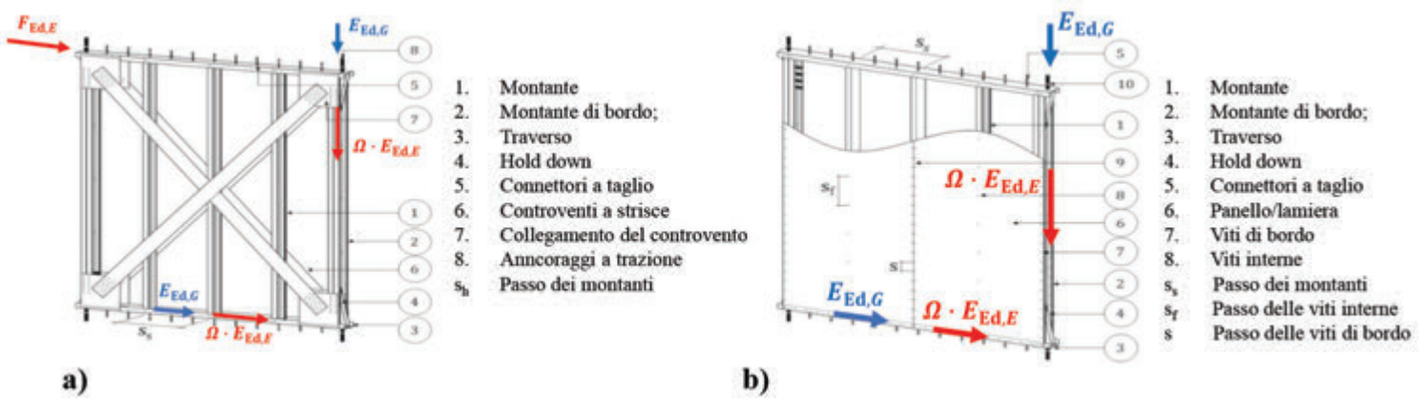


Fig. 10 | Gerarchia delle resistenze per sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo in DC2: a) pareti con controventi a strisce; b) pareti con lamiera/pannelli

dissipativa, differisce a seconda del tipo di parete; nel caso dei sistemi con controventi, la dissipazione avviene per snervamento a trazione delle strisce diagonali; nel caso dei sistemi a pannelli la dissipazione avviene per effetti locali di rifollamento dei fori in cui sono alloggiate le viti di collegamento tra profili e pannelli.
Gli elementi non-dissipativi la cui crisi fragile deve essere scongiurata per garantire una risposta di tipo duttile sono: (i) i collegamenti dei controventi (in caso di sistemi con controventi a strisce), (ii) i pannelli (in caso di sistemi a pannelli), (iii) i connettori a taglio, (iv) gli hold down, (v) gli ancoraggi a trazione, (vi) i montanti di bordo ed (vii) i traversi.
A tale riguardo, in DC2 i componenti non-dissipativi, quale che sia la tipologia di LSF, sono progettati per resistere alla seguente azione di progetto:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} \text{“+“} \Omega \cdot E_{Ed,E} \quad (16)$$

Dove: $E_{Ed,G}$ rappresenta l'effetto dovuto ai carichi verticali agenti in combinazione sismica; $E_{Ed,E}$ è il contributo degli effetti indotti dal sisma ed Ω è il fattore di amplificazione dell'azione sismica funzione del tipo di parete e pari ad 1,3 per pareti con pannelli in cartongesso e 1,5 per tutte le altre tipologie.
Il criterio di gerarchia delle resistenze per i sistemi leggeri progettati in DC3 è fornito nell'Allegato F ed è specifico per ogni tipologia di parete. In particolare, per i sistemi con controventi a strisce le azioni di progetto sono determinate come segue:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} \text{“+“} 1{,}1 \cdot \omega_{rm} \cdot E_{Nfy} \quad (17)$$

Invece, per i sistemi con lamiera in acciaio o pannelli in cartongesso e legno sono valutate attraverso la seguente relazione:

$$E_{Ed} = E_{Ed,G} \text{“+“} k \cdot E_{Rc,Rd} \quad (18)$$

Dove E_{Nfy} è l'azione indotta dal controvento che trasferisce la sua resistenza plastica; ω_{rm} è il coefficiente di aleatorietà del materiale pari a 1,45 per gradi di acciaio non riportati in tabella 3; $E_{Rc,Rd}$ è l'azione indotta dalla resistenza di progetto $R_{c,Rd}$ degli elementi di collegamento tra la lamiera/pannello e i montanti; il coefficiente k è pari a 1,4 nel caso di pareti con lamiera in acciaio e pari a 2 per pannelli in legno o cartongesso.

4.5 Progetto sismico dei nodi in acciaio

Uno delle novità più significative introdotte nella prEN 1998-1-2: 2022 riguarda il progetto sismico dei nodi, cui è interamente dedicato il nuovo Allegato E. Tale allegato fornisce indicazioni specifiche e complete per il progetto sismico dei nodi trave-colonna nei telai momento-resistenti e nei sistemi accoppiati, e dei collegamenti di estremità delle diagonali nei sistemi controventati. In particolare, l'introduzione nell'Allegato E della prequalificazione sismica delle connessioni trave-colonna, assume certamente un ruolo chiave come strumento normativo capace di semplificare i processi di progettazione ed esecuzione dei collegamenti nelle strutture in acciaio in zona sismica. Tale metodologia fornisce regole, criteri di progetto ed esecuzione delle tipologie di nodi trave-colonna, sia saldati che bullonati, che sono maggiormente impiegati nella pratica costruttiva europea. Il progetto dei nodi costituisce, attualmente, uno degli aspetti più delicati del progetto dei sistemi sismo-resistenti in acciaio, soprattutto a causa della mancanza di strumenti normativi affidabili e di facile impiego. L'attuale versione dell'EC8 non fornisce indicazioni esaustive ed efficaci per il progetto sismico dei nodi trave-colonna. Nello specifico, l'EN1998-1:2005 prevede la possibilità di utilizzare, oltre

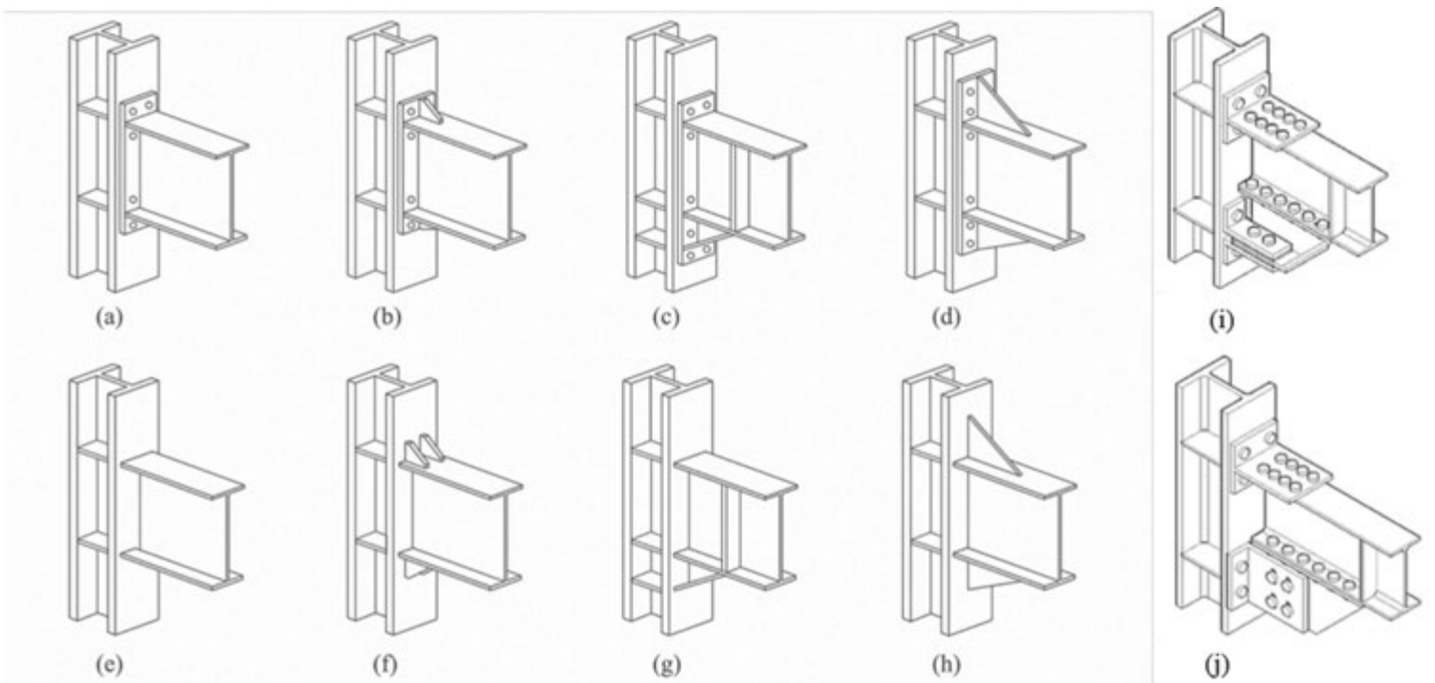


Fig. 11 | Nodi bullonati e saldati prequalificati nell'Allegato E: (a, e) nodi flangiati; (b, d, f, h) nodi flangiati irrigiditi; (c, g) nodi flangiati irrigiditi con ringrosso inferiore; (i, j) nodi ad attrito

alle connessioni non-dissipative, connessioni dissipative a parziale ripristino di resistenza e rigidezza, senza fornire gli strumenti analitici per la predizione del comportamento ciclico momento-rotazione, rendendo, quindi, necessario il ricorso a prove di laboratorio per caratterizzarne la risposta isteretica e la capacità rotazionale.

In altri paesi caratterizzati da elevato rischio sismico, come Stati Uniti e Giappone, la ricerca nel campo delle costruzioni metalliche si è orientata, già dai primi anni '90 del secolo scorso, verso la prequalificazione sismica dei nodi trave-colonna. Tuttavia, le tipologie di connessione, così come i profili degli elementi strutturali e le tipologie di acciai, tecniche di saldatura e bulloneria impiegate in questi paesi, differiscono sensibilmente da quelle europee, rendendo così i risultati conseguiti in ambito extraeuropeo difficilmente estensibili al nuovo EC8. Pertanto, il retroterra scientifico dei criteri di prequalificazione e delle procedure di progetto standardizzate contenute nel nuovo Allegato E è costituito dai risultati di due recenti progetti europei: Equaljoints (EJ) ed Equaljoints PLUS (EJ+), rispettivamente di ricerca e di divulgazione scientifica, finanziati dal Research Fund for Coal and Steel (RFCS) e coordinati dall'Università degli Studi di Napoli Federico II [60,61]. In particolare, nell'ambito del progetto di ricerca Equaljoints [60], sono stati sviluppati criteri di prequalificazione sismica, linee guida di progettazione e procedure uniformate di fabbricazione per i tipi di nodi bullonati più comunemente utilizzati nella pratica europea, ed un nodo saldato con trave a sezione ridotta (dog-bone). In tale contesto è stata condotta una vasta campagna di prove sperimentali, supportate da simulazioni numeriche e modellazioni analitiche.

L'Allegato E fornisce indicazioni specifiche per il progetto sismico delle tipologie di nodi trave-colonna bullonati (figure 11a,d) e saldati (figure 11e,h) da impiegare in telai momento-resistenti (MRF) e sotto-sistemi MRF di strutture accoppiate. A tal riguardo, entro i limiti di applicazione specificati dalla norma stessa, tali nodi non richiedono prove cicliche per verificarne la duttilità e capacità dissipativa. Per ogni tipologia di nodo, l'allegato E specifica (i) i limiti di applicazione in termini di geometria e materiale di travi e colonne connesse; (ii) regole di dettaglio e requisiti tecnologici per saldature, bulloni ed eventuali irrigidimenti; (iii) indicazioni per il calcolo della resistenza e la modellazione del collegamento; e (iv) campo di applicazione, ossia i limiti geometrici ed i sistemi strutturali per i quali ogni nodo è prequalificato.

È opportuno sottolineare che l'Allegato E introduce, accanto alle tipologie di collegamenti tradizionali, quella innovativa dei collegamenti ad attrito, dotati di dissipatori ad attrito localizzati a livello della flangia inferiore della trave (figure 11i,j), che consentono al nodo di resistere senza danno alla richiesta di rotazione imposta dal sisma. Lo studio di tale soluzione è stato affrontato nel corso del progetto di ricerca Europeo FREEDAM [62] e le indicazioni pre-normative sono state messe a punto nell'ambito del progetto di valorizzazione e divulgazione scientifica FREEDAM-Plus [63], entrambi finanziati dal fondo europeo RFCS e recentemente conclusi. Si ritiene degno di nota evidenziare che le disposizioni contenute nell'Allegato E si applicano alla progettazione dei nodi trave-colonna dei telai momento-resistenti o dei sistemi accoppiati in DC3, ma non sono obbligatorie in DC2 e DC1, per i quali ci si riferisce semplicemente all'EN1993-1-8.

Le regole di progetto dei nodi prequalificati contemplati dall'Allegato E sono concepite in modo da controllarne il meccanismo plastico attraverso l'applicazione di semplici criteri di gerarchia delle resistenze tra le tre macro-componenti (trave, collegamento e pannello nodale) che costituiscono il nodo. In funzione delle componenti che partecipano alla dissipazione dell'energia, i collegamenti possono essere classificate come segue:

I. Collegamento a completo ripristino di resistenza: le deformazioni plastiche sono concentrate all'estremità della trave, mentre il collegamento risponde elasticamente (figura 12a);
II. Collegamenti bilanciati: sia la trave che il collegamento partecipano al meccanismo dissipativo (figura 12b);
III. Collegamenti a parziale rispristino di resistenza: le deformazioni plastiche sono concentrate nella zona di connessione (figura 12c).

Inoltre, in funzione del contributo del pannello nodale si possono distinguere i seguenti tipi di comportamento:

I. Pannello nodale "forte": il pannello nodale resta in campo elastico; tale condizione è raccomandata per nodi a completo ripristino di resistenza o nodi bilanciati in telai momento-resistenti o nei sistemi accoppiati telaio-controvento;

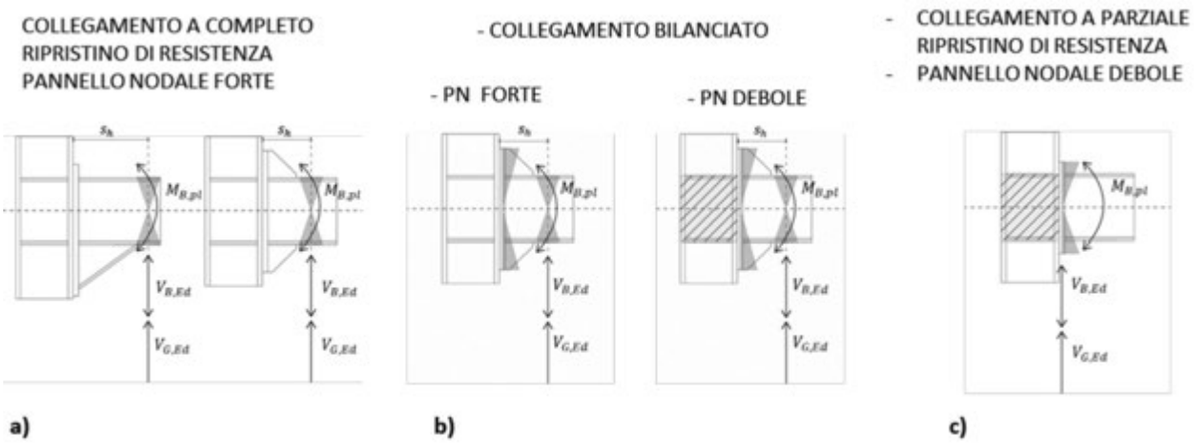


Fig. 12 | Sollecitazioni di progetto dei nodi trave-colonna prequalificati per diversi tipi di prestazioni sismiche

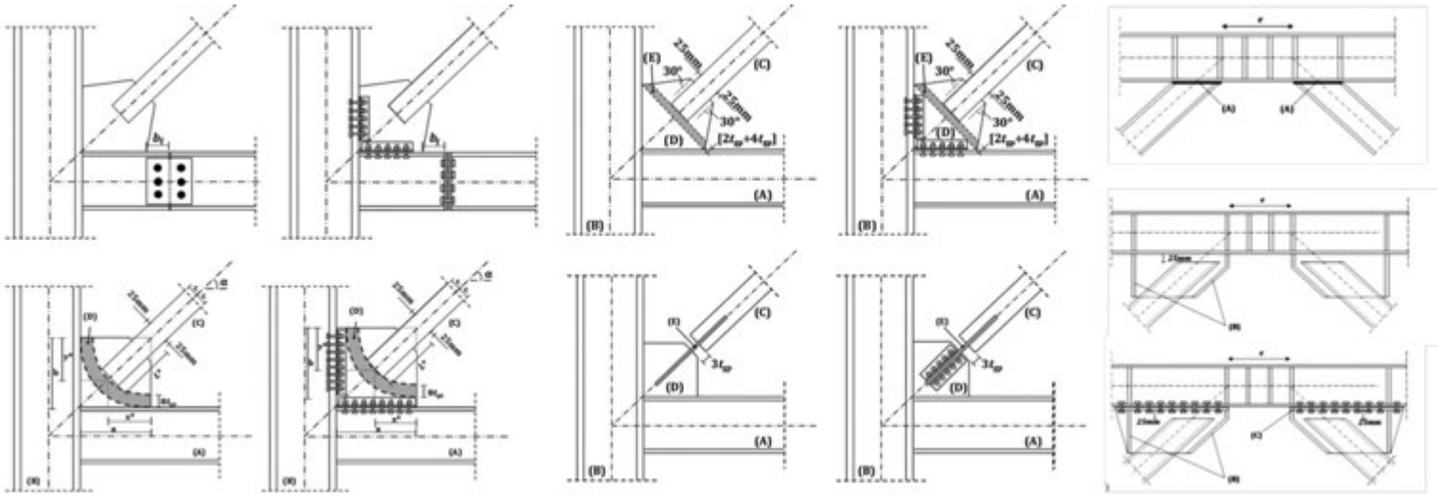


Fig. 13 | Collegamenti diagonali-telaio contemplati dall'Allegato E della prEN1998-1-2:2022

II. Pannello nodale "debole": il pannello nodale plasticizza e contribuisce alla dissipazione dell'energia; tale condizione è raccomandata nei nodi bilanciati o a parziale ripristino di resistenza nei sistemi accoppiati telaio-controvento.

L'Allegato E fornisce, inoltre, le regole di progetto e i requisiti tecnologici per i fazzoletti di collegamento delle diagonali nei sistemi controventati (controventi concentrici, eccentrici e ad instabilità impedita) per scongiurarne la crisi fragile. La figura 13 riassume i dettagli principali per i quali sono fornite le relative regole per il calcolo della resistenza e la modellazione numerica.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Gli Eurocodici sono attualmente in fase di revisione in accordo al mandato M515 "Evolution of the Structural Eurocodes", promosso dalla Commissione europea e coordinato dal comitato tecnico CEN/TC 250, che porterà nei prossimi anni alla pubblicazione di una nuova generazione di Eurocodici. Questo processo ha interessato anche l'Eurocodice 8, ovvero la norma per la progettazione sismica delle strutture, che ha subito numerosi e profondi cambiamenti.

In questo contesto il comitato congiunto CEN/TC 250/SC8/WG2 ed ECCS/TC13 ha fornito un valido contributo all'aggiornamento del quadro normativo per le strutture in acciaio in zona sismica, delineando il retroterra scientifico della maggior parte delle modifiche proposte.

In virtù di tale contributo, il nuovo capitolo acciaio della prEN1998-1-2:2022 si presenta significativamente migliorato e più completo. Gli aggiornamenti introdotti sono orientati sia a migliorare il comportamento sismico dei sistemi metallici e delle sue parti, che a semplificare l'impiego della norma, fornendo ai progettisti strumenti di supporto adeguati ed affidabili. Di grande importanza, in questo senso, è stata l'introduzione della prequalificazione sismica dei nodi travi-colonna di acciaio, che costituisce un prezioso strumento normativo capace di semplificare i processi di progettazione ed esecuzione dei collegamenti nelle strutture in acciaio in zona sismica. Il nuovo capitolo acciaio affronta, inoltre, il progetto di nuove tipologie di sistemi sismo-resistenti come i telai con controventi ad instabilità impedita e i sistemi leggeri realizzati con profili formati a freddo che non sono attualmente contemplati dall'EN1998-1:2005. Il processo di aggiornamento degli Eurocodici è ancora in essere; la bozza del nuovo EC8 discussa in questa sede è aggiornata al mese di giugno 2022 e sarà ulteriormente oggetto di discussione e revisione da parte dei soggetti coinvolti fino ad ottobre 2022, quando la SC8 invierà il documento al CEN/TC250 che procederà alla valutazione ufficiale.

6 BIBLIOGRAFIA

1. Mazzolani F.M., editor. "European Recommendations for Steel Structures in seismic Zones". Technical Committee 13 –Seismic Design, No. 54/1988. ECCS, 1988.
2. EN 1998-1: 2005, Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN 2005.
3. Landolfo R., editor. "Assessment of EC8 provisions for seismic design of steel structures". Technical Committee 13 –Seismic Design, No 131/2013. ECCS, 2013.
4. prEN 1998-1: 2022, Design of structures for earthquake resistance. CEN/TC 250/SC 8 2022
5. prEN 1998-1-1: 2022, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1-1: General rules and seismic action. CEN/TC 250/SC 8 2022
6. prEN 1998-1-2: 2022, Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1-2: General rules and seismic action. CEN/TC 250/SC 8 2022
7. EN 1993-1-1: 2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN; 2005.
8. Dubina D, Stratan A, Muntean N, Dinu F (2008). Experimental program for evaluation of moment beam-to-column joints of high strength steel components, Proceedings of the Sixth International Workshop "Connections in Steel Structures VI", June 22–25, Chicago, USA. Ed. R. Bjorhovde, F.S.K. Bijlaard, L.F. Geschwindner; p. 355-366.

9. OPUS (2007-2010). OPUS: Optimizing the seismic performance of steel and steel concrete structures by standardizing material quality control. RFCS project number RFSR-CT-2007-00039
10. Piluso V, Rizzano G (2007): Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007.
11. da Silva L. S., Marques L., Tankova T., Rebelo C., Kuhlmann U., Kleiner, A., et al. (2017). SAFEBRICTILE: standardization of safety assessment procedures across brittle to ductile failure modes. RFSR-CT-2013-00023, Final Report. da Silva, L. S., Tankova, T., Marques, L., & Rebelo, C.
12. Piluso V, Rizzano G (2007): Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007
13. EN 1993-1-10: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties, CEN 2005
14. prEN 1993-1-10:2022 Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties, CEN-TC250-SC 8 2022
15. CEN-TC250-SC8-WG2_N0137 / TC13-2022-002. Background document for base metal and weld toughness requirements for seismic resistant steel structures
16. Costanzo S., Landolfo R., (2017) Concentrically braced frames: European vs. North American Seismic Design provisions. The Open Journal of Civil Engineering, 11 (Suppl-1,M11), pp 453-463.
17. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2017). Seismic design criteria for chevron CBFs: European vs North American codes (PART-1). Journal of Constructional Steel Research, 135, pp. 83–96. http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.04.018.
18. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2017). Seismic design criteria for chevron CBFs: proposals for the next EC8 (PART-2). Journal of Constructional Steel Research, 138C, pp. 17-37. http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.06.028
19. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2018). The influence of moment resisting beam-to-column connections on seismic behavior of chevron concentrically braced frames, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 113, pp. 136-147
20. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2018) Proposal of design rules for ductile X-CBFS in the framework of EUROCODE 8. Earthquake Engng Struct Dyn. 2019, 48(1) 124–151; https://doi.org/10.1002/eqe.3128
21. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2020). Seismic design rules for ductile Eurocode compliant two storey X concentrically braced frames. Steel and Composite Structures, 36, 273-291, ISSN: 1229-9367, doi:10.12989/scs.2020.36.3.273
22. Elghazouli A.Y. (2017) Seismic design of steel framed structures to Eurocode 8, Structural Engineer, 85 (12), pp. 26-31
23. Elghazouli A.Y. (2010) Assessment of European seismic design procedures for steel framed structures, Bulletin of Earthquake Engineering, 8, pp 65-89.
24. Tenchini A., D'Aniello M., Rebelo C., Landolfo R., da Silva L., Lima L (2016) High strength steel in chevron concentrically braced frames designed according to Eurocode 8. Engineering Structures, 124, pp 167–185
25. Brandonisio G., Toreno M., Grande E., Mele E., De Luca A. (2012) Seismic design of concentric braced frames, Journal of Constructional Steel Reseach, 78, pp 22-37.
26. Bosco M., Brandonisio G., Marino E.M., Mele E., De Luca A. (2017) Ω* method: An alternative to Eurocode 8 procedure for seismic design of X-CBFs. Journal of Constructional Steel Research, 134, pp 135–147
27. Faggiano B., Fiorino L., Formisano A., Macillo V., Castaldo C., Mazzolani F.M. (2014) Assessment of the Design Provisions for Steel Concentric X Bracing Frames with Reference to Italian and European Codes. The Open Construction and Building Technology Journal, 8, (Suppl 1: M3) pp 208-215
28. Marino E.M. (2013) A unified approach for the design of high ductility steel frames with concentric braces in the framework of Eurocode 8, Earthquake Engng Struct. Dyn, 43, pp 97–118
29. Marino E.M., Nakashina M. (2006) Seismic performance and new design procedure for chevron-braced frames, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35(4), DOI: 10.1002/eqe.539
30. Kazemzadeh Azad S., Topkaya C., Astaneh-Asl A., (2017). Seismic behavior of concentrically braced frames designed to AISC341 and EC8 provisions. Journal of Constructional Steel Research 133, pp 383–404.
31. prEN 1993:1-1, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN/TC250; 2020.
32. EN 1993-1-9: 2005 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, CEN 2005
33. prEN1990:2021 Eurocode - Basis of structural design, CEN/TC250 2021
34. EN 1990 (2002) Eurocode - Basis of structural design, CEN 2002
35. Tenchini, A., D'Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., da Silva, L.S., Lima, L. (2014). Seismic performance of dual-steel moment resisting frames. Journal of Constructional of Steel Research, 101, 437-454.
36. Cassiano, D., D'Aniello, M., Rebelo, C., Landolfo, R., da Silva, L. (2016). Influence of seismic design rules on the robustness of steel moment resisting frames. Steel and Composite Structures, 21(3), 479-500.
37. Costanzo S., Tartaglia R., Di Lorenzo G., De Martino A. (2019) Seismic Behaviour of EC8-Compliant Moment Resisting and Concentrically Braced Frame. Buildings 2019, 9(9), 196; https://doi.org/10.3390/buildings9090196
38. Tartaglia R., D'Aniello M., Di Lorenzo G., De Martno A., (2018) Influence of EC8 rules on p-delta effects on the Design and response of steel MRF. Ingegneria Sismica 3
39. ASCE/SEI. Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE7-16. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA; 2016.
40. AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI-AISC 341-16 Standard, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2016
41. Fiorino L., Iuorio O., Landolfo R. (2014) Designing CFS structures: the new school BFS in Naples, Thin-Walled Structures 78, 37-47
42. Fiorino L., Iuorio O., Macillo V., Landolfo R. (2012) Performance-based design of sheathed CFS building in seismic area, Thin-Walled structures

61, 248-257
43. Dubina, D. Fulop L.A., Aldea A., Demetriu S., Nagy Zs (2006) Seismic performance of cold-formed steel framed houses. STESSA 2006 – Proceedings of the 5th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Yokohama, Japan, 14-17 August, 429-435
44. Landolfo R., Shakeel S., Fiorino L. (2022) Lightweight steel systems: Proposal and validation of seismic design rules for second generation of Eurocode 8 Thin-Walled Structures 172 108826
45. Fiorino L, Shakeel S., Macillo V. Landolfo R. (2017) Behaviour factor (q) evaluation the CFS braced structures according to FEMA P695, J. Constr. Steel Res. 138. 324–339, http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.014.
46. Landolfo R. (2019) Lightweight steel framed systems in seismic areas: Current achievements and future challenges, Thin-Walled Struct. 140 114–131 http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2019.03.039.
47. Bosco, M., Marino, E.M. and Rossi, P.P. (2015) Critical review of the EC8 design provisions for buildings with eccentric braces. Earthquakes and Structures, 8(6), 1407-1433
48. Mastrandrea, L. Nastri, E., Piluso, V. (2013) V alidation of a design procedure for failure mode control of EB-Frames: Push-over and IDA analyses. Open Construction and Building Technology Journal, 7, 93-207.
49. Montuori R., Nastri, E., Piluso, V. (2015a) Preliminary analysis on the influence of the link configuration on seismic performances of MRF-EBF dual systems designed by TPMC. Ingegneria sismica, Speciale CTA 2015 – Num. 3, 52-64
50. Montuori R., Nastri, E., Piluso, V. (2015b) Seismic response of EB-frames with inverted Y-scheme: TPMC versus eurocode provisions. Earthquake and Structures, 8 (5), 1191-1214.
51. Rossi, P.P., and Lombardo, A. (2007) Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames. J Construct Steel Res, 63(11), 1529-45
52. D'Aniello M., Costanzo S., Landolfo R. (2015) The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings. Journal of Constructional Steel Research 112; 305–324.
53. Costanzo S., D'Aniello M., Landolfo R. (2016) Critical review of seismic design criteria for chevron concentrically braced frames: the role of the brace-intercepted beam. Ingegneria Sismica: International Journal of Earthquake Engineering 33, Issue 1-2; 72-89
54. AISI, S400-15 North American Standard for Seismic Design of Cold Formed Steel Structural Systems, American Iron and Steel Institute (AISI), 2015
55. Campiche A, Fiorino L., Landolfo R. (2020) Numerical modelling of CFS two-storey sheathing-braced building under shaking-table excitations", J. Constr. Steel Res. 170 (2020)
56. Landolfo, R., Campiche, A., Iuorio, O., Fiorino, L. (2021) Seismic performance evaluation of CFS strap-braced buildings through experimental tests. Structures, 2021, 33, pp. 3040–3054
57. Shakeel S., Landolfo R., Fiorino L. (2019) Behaviour factor evaluation of CFS shear walls with gypsum board sheathing according to FEMA P695 for Eurocodes, Thin-Walled Struct. 141 .194–207, http://dx.doi.org/10.1016/j.tws.2019.
58. Fiorino L., Shakeel S., Macillo V., Landolfo R. (2017) L. Fiorino, S. Shakeel, V. Macillo, R. Landolfo, Behaviour factor (q) evaluation the CFS braced structures according to FEMA P695, J. Constr. Steel Res. 138. 324–339, http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.07.014.
59. Shakeel S., Fiorino L., Landolfo R. (2020) S. Shakeel, L. Fiorino, R. Landolfo, Behavior factor evaluation of CFS wood sheathed shear walls according to FEMA P695 for eurocodes, Eng. Struct. 221, 111042, http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111042.
60. Landolfo R. D'Aniello M. Costanzo S. Tartaglia R, Stratan A, Dubina D ,Vulcu C, Maris C, Zub C, Da Silva L, Rebelo C, Augusto H, Shahbazian A, Gentili F, Jaspart JP, Demonceau JF, Hoang LV , Elghazouli A, Tsitos A, Vassart O, Moreno Nunez E, Dehan V, Hamreza C, (2018) European pre-QUALified steel JOINTS (EQUALJOINTS), Final Report, 2018-05-04, Directorate-General for Research and Innovation (European Commission) Available from: https://publications.europa.eu/s/j7q0
61. Landolfo, R. (2022) European seismic prequalification of steel beam-to-column joints: EQUALJOINTS and EQUALJOINTS-Plus projects. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192, 107238
62. FREEDAM (2015-2018): FREE from DAMage Steel Connections. Fund for Coal and Steel Grant Agreement No. RFSR-CT-2015-00022
63. FREEDAM PLUS (2020-2022) "Valorisation of knowledge for FREE from DAMage steel connections" Grant Agreement No 899321



Raffaele Landolfo

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Napoli "Federico II", dove ha ricoperto il ruolo di Direttore del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura. Tra le diverse attività di insegnamento, è titolare dei corsi di "Teoria e Progetto delle strutture in Acciaio" presso la Scuola di Ingegneria e "Laboratorio di Tecnica delle Costruzioni" nella Scuola di Architettura. In ambito scientifico, ha partecipato a numerosi progetti di ricerca nazionali ed internazionali nel campo della progettazione sismica delle strutture in acciaio, delle costruzioni leggere, del progetto dei collegamenti e della sostenibilità, in qualità sia di responsabile scientifico che di responsabile di unità. La produzione scientifica annovera oltre 500 memorie, molte delle quali pubblicate su riviste nazionali ed internazionali, e diversi libri. In ambito normativo, è stato Presidente dell'European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), dove attualmente riveste il ruolo di Chairman del Technical Committee n.13 - Seismic Design. Inoltre è Convenor del CEN/TC250/SC8/WG2 sulle "Strutture in acciaio e composte" ed è stato recentemente eletto Presidente della Commissione Ingegneria Strutturale dell'UNI.

Padiglione 37.

Il nuovo Padiglione con copertura mobile della Fiera di Bologna

Exhibition Hall 37.

The new pavilion of the Bologna Fair with retractable roof

Prof. Ing. Massimo Majowiecki, Ing. Giuliano Aloisio, Ing. Giovanni Berti, Ing. Monica Mingozzi*, Ing. Stefano Pinardi, Ing. Elisa Sammarco | MJW Structures, Casalecchio di Reno (Bologna)

Il nuovo Padiglione 37 spicca per il suo design moderno e funzionale e, allo stesso tempo, grazie alla tecnologia costruttiva utilizzata, si integra perfettamente con gli edifici esistenti del polo fieristico storico, pietre miliari nella storia dell'architettura fieristica internazionale. Caratterizzato dalla totale assenza di appoggi intermedi, ma soprattutto dal sistema mobile di copertura, il Padiglione 37 diviene uno spazio polifunzionale duttile e innovativo con un'elevata permeabilità al piano terra. La luce naturale, filtrando dalle grandi pareti vetrate in policarbonato, rende piacevole la permanenza nel padiglione, permettendone l'utilizzo alle più diverse tipologie di eventi: dalle convention alle manifestazioni fieristiche o sportive.
Nonostante la tipologia strutturale sia quella dei padiglioni fieristici, in cui la forma è plasmata dalla struttura, nel Padiglione 37 le carpenterie metalliche della reticolare e i telai in tubi quadri degli edifici limitrofi divengono anche linguaggio architettonico. La scelta di lasciare a vista e valorizzare l'aspetto estetico dei profili e delle connessioni diviene in tal modo un filo conduttore tra tutti i corpi di fabbrica.

New Pavilion 37 stands out for its functioning and contemporary design; nevertheless, it is perfectly integrated with existing surrounding exhibition district of Bologna, which is composed by structures stated to be international milestones in architecture of exhibition halls.
Pavilion 37, whose main features are complete absence of intermediate supports and retractable roof, is an innovative adaptable multi–purpose building, with spacious ground floor open spaces.
Glazed polycarbonate curtain walls allow natural light to guarantee a pleasant experience of the Pavilion, used for different purposes like exhibition or sporting events.
Despite its traditional exhibition hall structural system, where the structure is the main feature, a clear architectural language is provided by rectangular hollow sections and main cover trusses.
Bare and enhanced structural steel profiles and connections are the main central aesthetic and architectural idea that connects each structure of the building.



Padiglione 37 © HG Esch

*Corresponding author. Email: monica.mingozzi@majowiecki.com

1 INTRODUZIONE

Il polo fieristico della città di Bologna, nato negli anni sessanta su progetto di Leonardo Benevolo, si sta sviluppando in linea con il masterplan, il quale mira alla riqualificazione e all'ampliamento del grande quartiere espositivo. La Fiera di Bologna si estende su un'area complessiva di 375.000 m^2 e si compone di 20 padiglioni e 5 ingressi indipendenti.

Il padiglione 37, ultimato nel 2020, si inserisce a Sud-Est di questo contesto, compreso tra i padiglioni 25, 26, 35 e 32. L'edificio copre una superficie di circa 18.500 m^2 con un'altezza massima di 23 m. La progettazione ne ha previsto la suddivisione in tre unità indipendenti: il Padiglione, il Corpo Est e la Mall (figura 1).

Il "Padiglione", destinato ad ospitare principalmente esposizioni fieristiche, è una struttura monopiano di dimensioni in pianta 80,8x184,0 m e posto lungo l'asse Est-Ovest. In corrispondenza del fronte Est è collocato l'edificio denominato "Corpo Est", che ospita diversi servizi e impianti afferenti al Padiglione stesso. L'edificio ha pianta rettangolare con dimensioni 80,4x16,0 m e altezza variabile, in quanto sono previsti, oltre alla copertura, due piani nei volumi laterali e un piano nel volume centrale. Lungo il fronte Ovest è invece collocato l'edificio denominato "Mall" adibito ad ingresso e ristoro dei flussi pedonali con copertura destinata a vano impianti; assume dimensioni in pianta di 80,4x28,0 m e altezza 13 m circa.

La Mall ed il Corpo Est sono giuntati termicamente e sismicamente



Fig. 1 | Planimetria generale

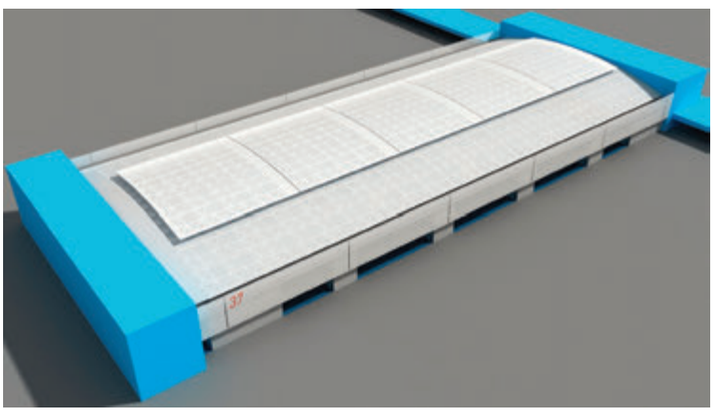


Fig. 2 | Render della fase preliminare con Padiglione in configurazione chiusa

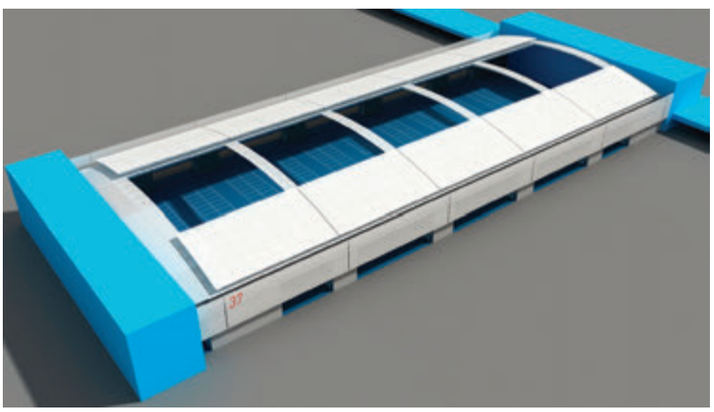


Fig. 3 | Render della fase preliminare con Padiglione in configurazione aperta

rispetto al corpo del Padiglione (in Figura 1 indicati con “GS”), permettendo quindi gli spostamenti relativi tra i corpi di fabbrica. La particolarità dell’opera consiste nella copertura apribile del Padiglione: i due quarti centrali della copertura possono scorrere sui rispettivi quarti laterali, giungendo ad una configurazione finale ove la porzione longitudinale centrale risulta essere aperta (figure 2-3).

2 PADIGLIONE

2.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La configurazione geometrica del Padiglione presenta una pianta rettangolare con dimensioni esterne di 80,4 m secondo l’asse trasversale (Nord-Sud) e di 184 m secondo l’asse longitudinale (Est-Ovest). La struttura è suddivisa in cinque fasce trasversali larghe 36 m e la cui zona centrale è dotata di due moduli mobili

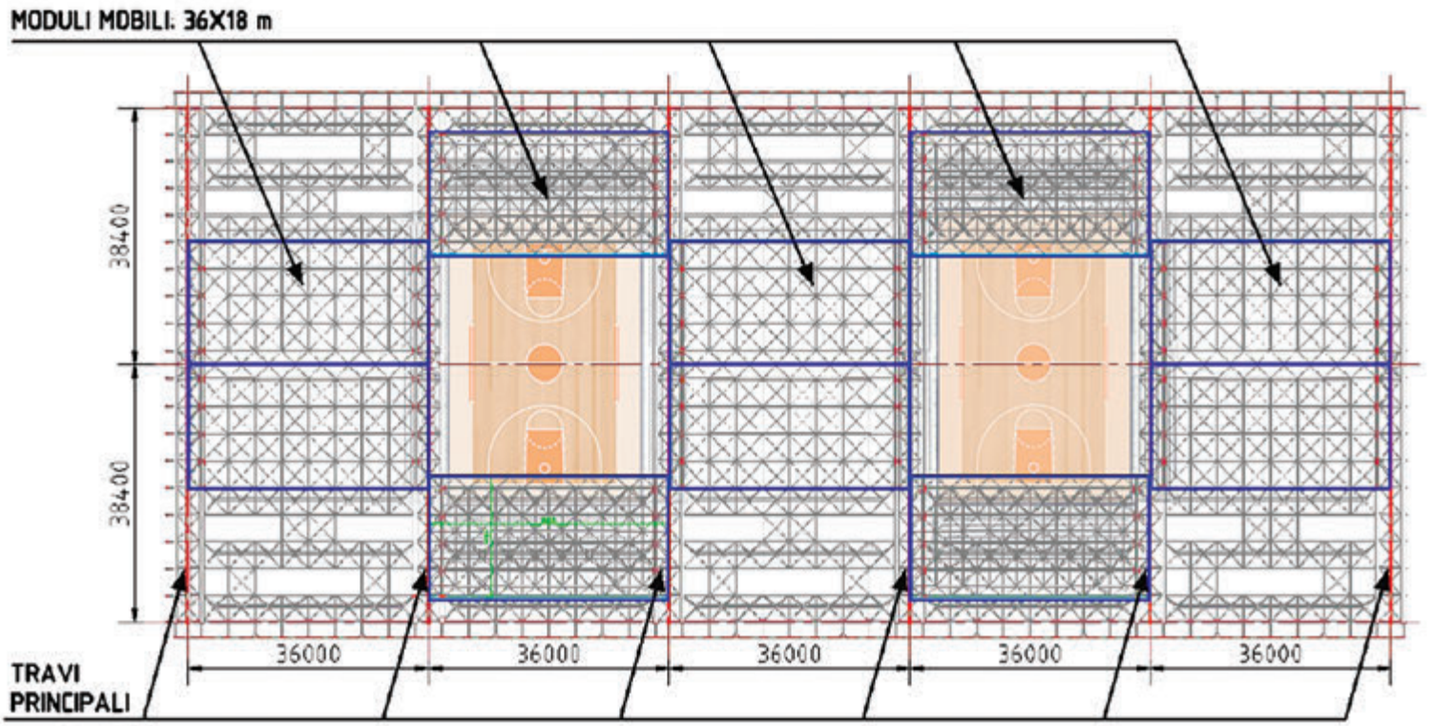


Fig. 4 | Pianta del Padiglione in configurazione aperta parzialmente per utilizzo sportivo

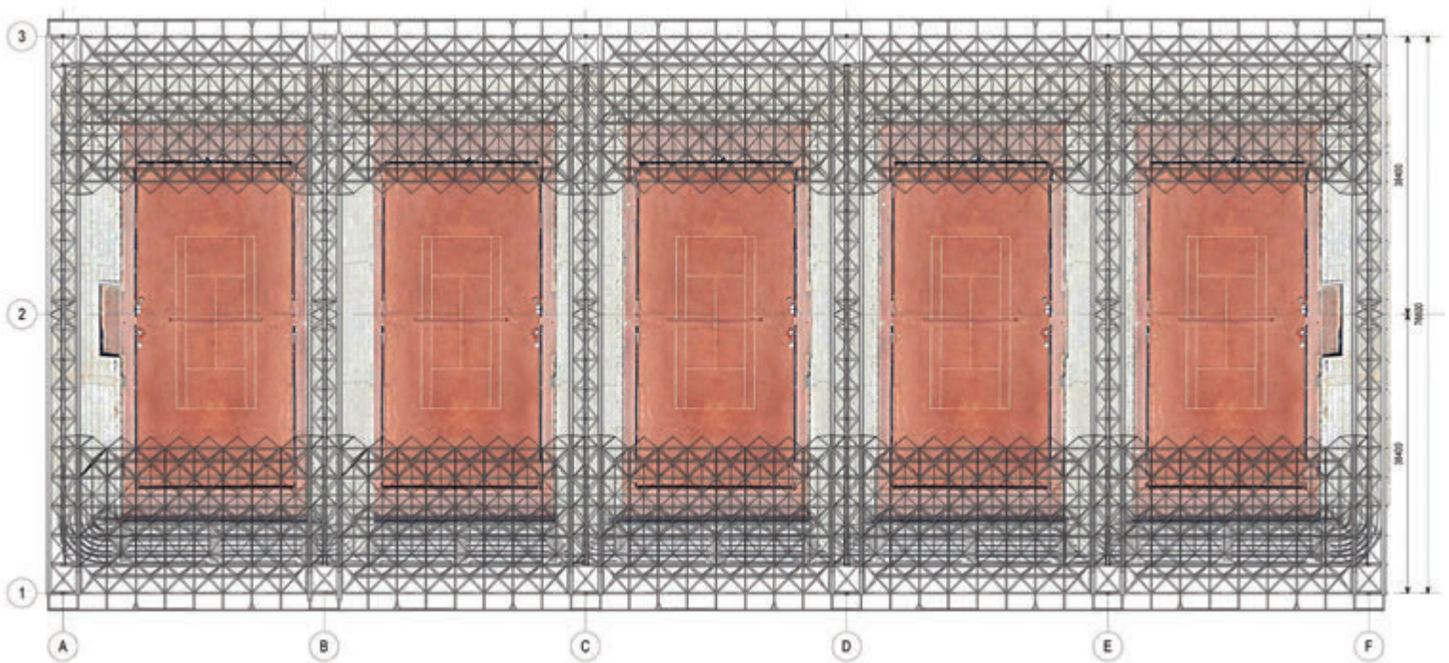


Fig. 5 | Possibile utilizzo del Padiglione in configurazione completamente aperta

in grado di traslare verso l'esterno per permettere l'apertura del Padiglione anche parzialmente (figura 4). L'apertura indipendente dai singoli moduli permette configurazioni della copertura indicate a funzionalità sportive.

L'edificio è organizzato secondo il tipico modulo fieristico di 4 m (o multipli) e risulta contraddistinto dall'assenza di sostegni interni, coprendo allo stesso tempo una luce di 76,8 m. La struttura principale consiste in sei travi reticolari binate trasversali poggianti su torri, che fungono da sostegno e controventamento verticale della copertura (figure 6-7).

Ciascuna torre, a base quadrata di lato 4,8 m, è costituita da un nucleo in c.a. con pareti spesse 60 cm e con ringrossi di 80 cm in corrispondenza degli spigoli (per permettere l'appoggio della carpenteria metallica soprastante) e soletta di chiusura di spessore 40 cm. Sopra a ciascun nucleo è impostata una sovrastruttura reticolare metallica avente sezione quadrata di 4 m e altezza 5,7 m (figura 7). La carpenteria metallica di ciascuna torre è vincolata al sottostante nucleo in c.a. secondo le seguenti modalità: in senso trasversale e longitudinale mediante due tacche di taglio laterali, in senso verticale mediante quattro piastre di base con tirafondi. Questi ultimi sono stati dimensionati in modo da poter assorbire le azioni verticali di trazione derivanti dalle azioni orizzontali trasversali. Le torri sono a loro volta collegate tramite travi reticolari di bordo ordite longitudinalmente, le quali sostengono la baraccatura e la passerella di uso tecnico-impiantistico.

Le travi principali presentano altezza variabile che va da 2,8 m in appoggio sulle torri, fino a 7 m in mezzeria. Le due travi reticolari piane sono accoppiate ad una distanza di 4 m e il loro intradosso piano determina un'altezza libera di 11,5 m.

Il corrente superiore è costituito da un profilo cassonato (formato da piatti saldati) con andamento curvilineo avente pendenza media dell'11% circa. Il corrente inferiore teso è formato da un tubo circolare CHS 457,0; mentre le aste di parete, alternativamente tese e compresse, sono tubi circolari CHS 273,0 e CHS 323,9. È stato previsto un sistema di controventatura di falda all'estradosso, formato da traversi in HEA 400 e diagonali in tubo circolare CHS 168,0 ad interasse 4 m. In corrispondenza degli appoggi, in mezzeria e ai quarti della luce è previsto un controvento a X trasversale tra le due reticolari piane. Le reticolari binate così descritte sono quindi vincolate in sommità delle torri tramite 2+2 appoggi verticali in



Fig. 6 | Foto Padiglione aperto © HG Esch

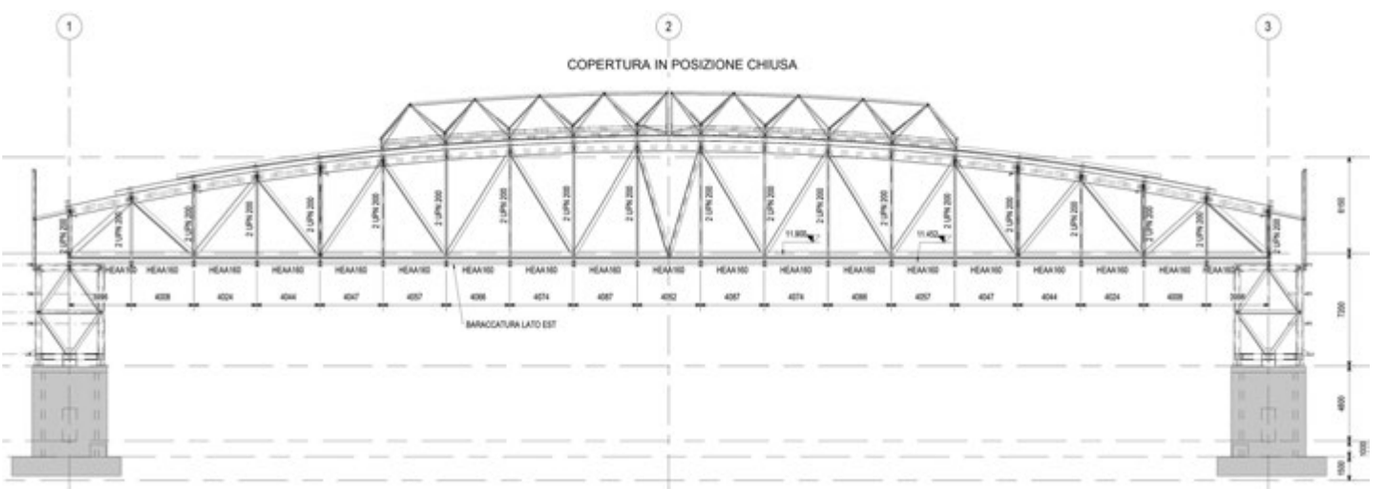


Fig. 7 | Sezione del Padiglione in configurazione chiusa



Fig. 8 | Torri in c.a. del Padiglione © HG Esch

rullo metallico, 2+2 ritegni nel senso trasversale del padiglione e 1+1 ritegni nel senso longitudinale del padiglione (figura 9). Al fine di mitigare l'azione spingente delle travi reticolari sulle strutture di sostegno sottostanti per effetto degli allungamenti/accorciamenti del corrente inferiore e dovuti alle azioni di progetto (variazione termica e/o sismiche), ciascun ritegno trasversale posto in prossimità dell'apparecchio d'appoggio è dotato di una coppia di dispositivi elastici (ciascuno dei quali costituito da un pacchetto di neoprene armato ad asse orizzontale e avente comportamento monolatero).

Inoltre, sulla struttura è stata prevista l'applicazione di una contromonta di 100 mm per compensare le frecce dovute ai carichi permanenti.

La copertura, compresa tra le reticolari binate, si divide quindi in moduli di dimensioni 36x18 m, di cui quelli esterni sono fissi e quelli centrali mobili, organizzati secondo il seguente layout:

- Moduli di copertura fissi (figura 10 in giallo): a partire da ciascun bordo esterno, il primo quarto di copertura è organizzato con 3 travi reticolari fisse (luce 32 m) in acciaio a sezione traversale triangolare formata da due correnti superiori ed un corrente inferiore, con altezza di schema pari a 2 m (figura 11). La lamiera grecata strutturale è ordita in direzione longitudinale con luci contigue di 4 m;
- Moduli di copertura mobile (figura 10 in azzurro): i moduli centrali di copertura sono mobili e ciascuna porzione è costituita da una reticolare spaziale con nodi tipo "Mero" e aste tubolari tonde. Ogni porzione sormonta anche le reticolari principali tra cui è posta, e trova appoggio sul corrente di estradosso delle stesse mediante 2 + 2 carrelli.

La tipologia strutturale adottata richiede che i carichi vengano ad essa trasferiti esclusivamente in corrispondenza dei nodi: la lamiera grecata strutturale è quindi appoggiata su arcarecci in tubi d'acciaio rettangolari 180x100 orditi sopra i nodi della reticolare spaziale ed appoggiati ad essi.

Il tamponamento delle pareti verticali longitudinali superiori è organizzato secondo campi 8,0x5,7 m circa individuati dalle travi reticolari longitudinali e precedentemente descritte. La prima fascia di tamponatura è in lastre di policarbonato ed è sostenuta da arcarecci orizzontali in tubo rettangolare. La fascia più alta

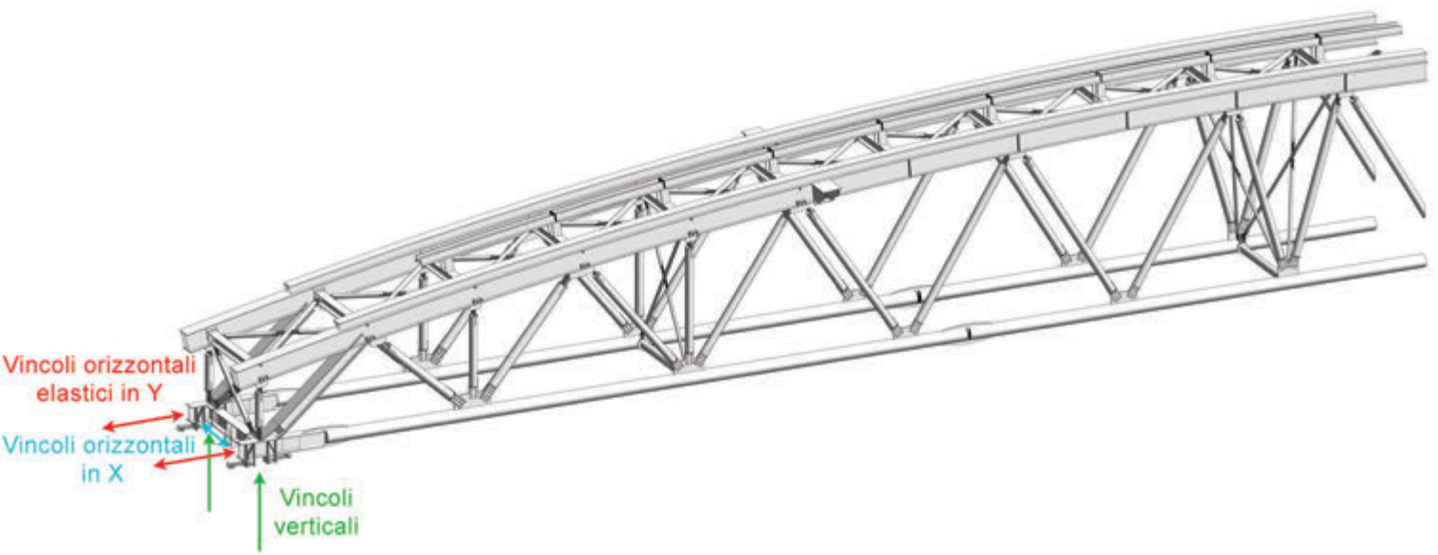


Fig. 9 | Modello Revit della trave reticolare binata principale e indicazione dei vincoli

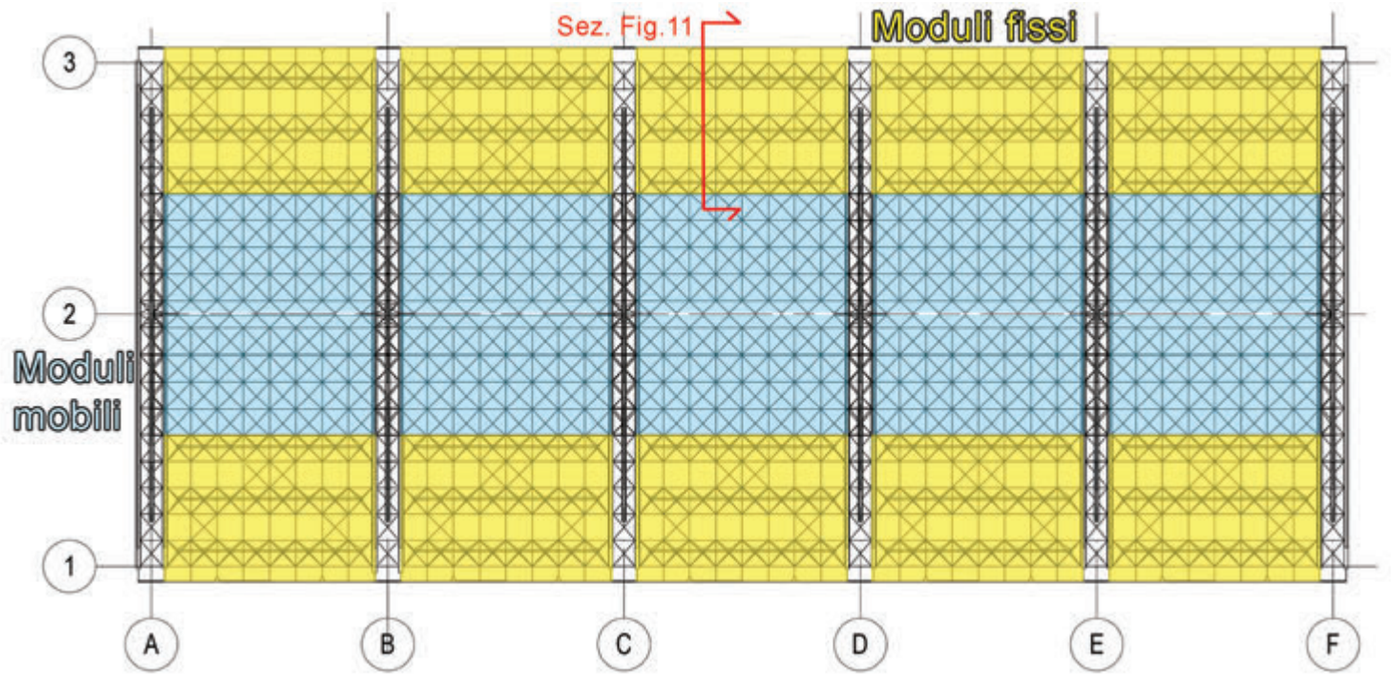


Fig. 10 | Moduli di copertura del Padiglione - in giallo i moduli fissi e in azzurro i moduli mobili

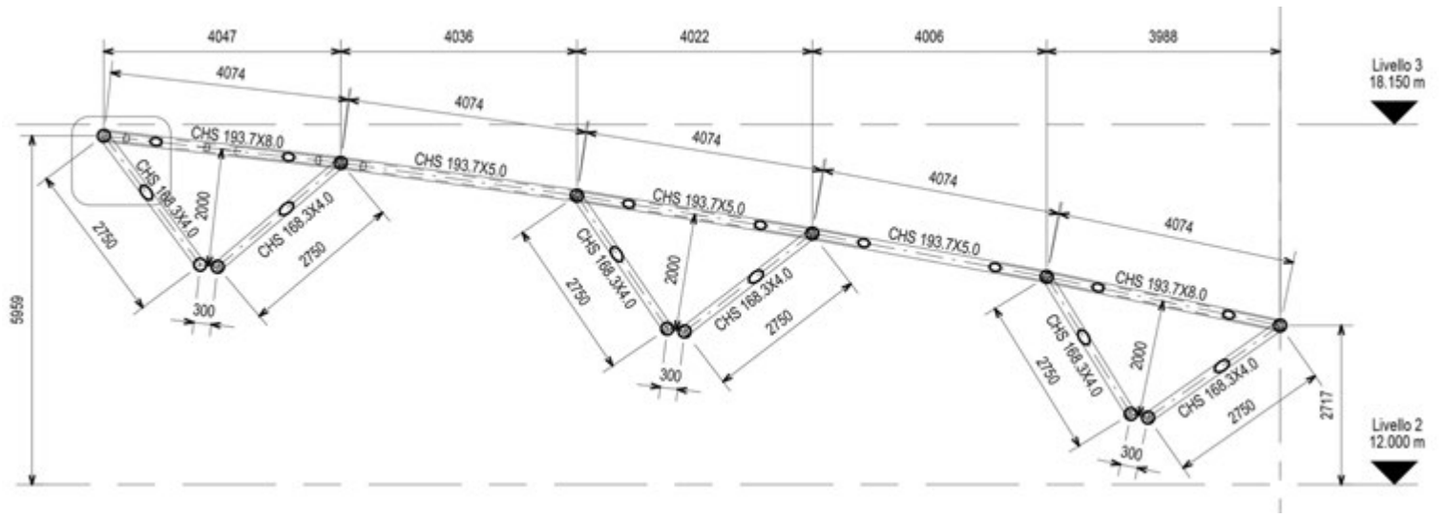


Fig. 11 | Sezione trasversale in corrispondenza del modulo fisso tipico della copertura del Padiglione



Fig. 12 | Foto tamponamenti del Padiglione dall'esterno © HG Esch

opaca è realizzata con un tamponamento in lamiera grecata ordita orizzontalmente tra profili verticali in profili aperti ad I.

Il sostegno del manto di copertura è affidato alla lamiera grecata strutturale di altezza 111 mm e spessore tipico di 0,88 mm, la quale è inoltre soggetta alle azioni variabili di progetto (neve e vento). Sono previsti spessori maggiori e/o eventuali raddoppi nelle zone di copertura in cui si possono verificare accumuli di neve a causa di discontinuità di quota di coperture adiacenti e/o in corrispondenze di pareti verticali.

Il sistema fondazionale è organizzato con plinti su pali aventi diametro 50 cm e lunghezza di circa 21 m. Per ogni nucleo in c.a. sono stati previsti 25/30 pali disposti secondo griglia regolare con interassi pari a 3 diametri. I plinti hanno spessore 1,4 m ed estradosso a quota -1,0 m.

2.2 DESCRIZIONE DELLA MECCANICA DI MOVIMENTO

L'apertura della copertura avviene per movimento dei moduli mobili, in direzione trasversale all'edificio, lungo il corrente superiore delle travi principali. La meccanica di ogni modulo mobile è indipendente dalle altre e le manovre di apertura/chiusura della copertura richiedono:

- presenza del solo personale addetto all'operazione ed assenza di pubblico;
- assenza di neve;
- di essere complete nel senso che sono permesse, per ciascun modulo, solo le configurazioni: "totalmente aperta" e "totalmente chiusa".

La progettazione del sistema di movimentazione ha previsto la presenza dei seguenti elementi meccanici:

- elementi di traslazione: composti da quattro carrelli per modulo, che percorrono la via posta sul corrente superiore delle travi principali trasversali. Inoltre, è presente un sistema a cremagliera, fissato ai correnti inferiori laterali del modulo mobile, che si ingrana sui pignoni motorizzati (vedi punto successivo);
- elementi motori: vi è un gruppo motorizzato per ogni lato di modulo mobile e fissato sulle travi principali. Ognuno è composto da un motore elettrico autofrenante, accoppiato ad un riduttore epicicloidale, che trasmette il moto all'albero di trasmissione, sostenuto da una coppia di cuscinetti a rulli, sul quale è calettato il pignone. Il gruppo ha la doppia funzionalità di trasmettere il moto durante le fasi di movimentazione e di mantenere la posizione dell'anta nelle posizioni "tetto aperto", "tetto chiuso" e una qualsiasi posizione intermedia;
- elementi di contrasto: composti da ruote giacenti sul piano di scorrimento (a funzione di contrasto orizzontale) e ruote posizionate all'intradosso della flangia di scorrimento, che impediscono il sollevamento.

Il normale utilizzo prevede che i gruppi motorizzati funzionino in modo sincronizzato, ma ciascun gruppo è dimensionato per poter funzionare da solo e mantenere la posizione dell'anta in caso di avaria di uno dei due. I motori elettrici sono dotati di encoder incrementale per il controllo del regime di rotazione e sono azionati mediante inverter che gestisce la frequenza di alimentazione, ossia la velocità di rotazione e le rampe di accelerazione e decelerazione, garantendone il sincronismo.

Per la manutenzione ordinaria e le operazioni in condizioni di emergenza che prevedono il presidio ed il monitoraggio della movimentazione in vicinanza dell'anta è previsto l'utilizzo di un radiocomando che disabilita la possibilità di comando da postazione fissa.

Secondo le indicazioni della Committenza:

1. l'utilizzo prevalente del padiglione è in configurazione aperta;
2. le posizioni di parcheggio stazionario di ciascuna parte mobile della copertura sono "configurazione completamente aperta" e "configurazione completamente chiusa";
3. si effettueranno un numero annuo limitato (20) di operazioni di apertura/chiusura secondo le necessità fieristiche, includendo le operazioni di verifica e manutenzione;
4. le configurazioni caratterizzate dalla disposizione di alcuni moduli in posizione aperta e dei rimanenti in posizione chiusa sono di natura temporanea legate alla durata di eventi di spettacolo e sono da considerare non esposte al carico neve.

Secondo le indicazioni del Progettista del Sistema di movimentazione:

1. i tempi di apertura/chiusura sono dell'ordine di una decina di minuti;

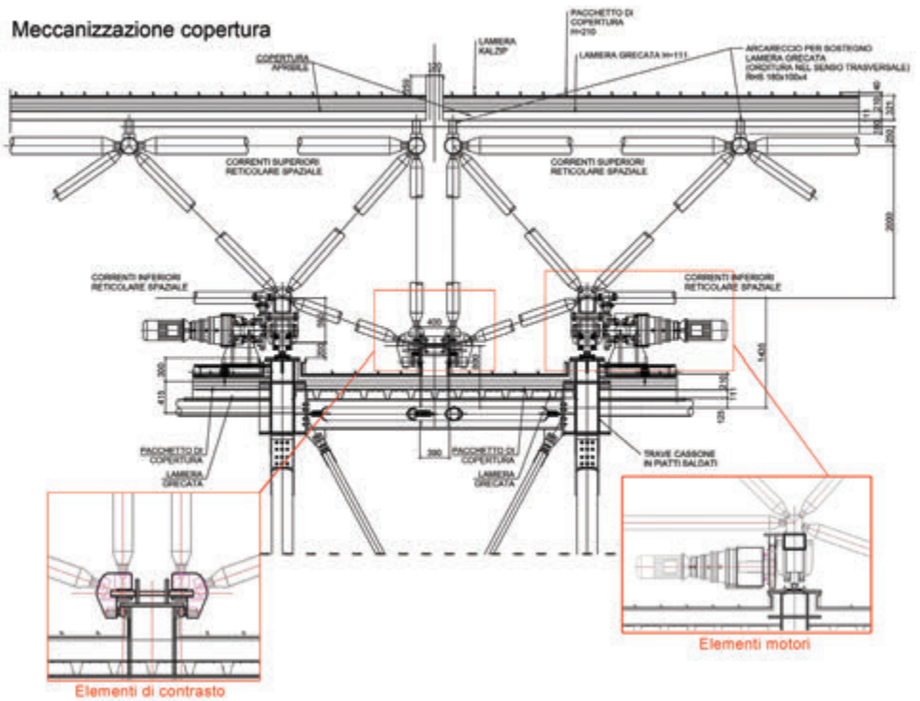


Fig. 13 | Dettaglio in sezione longitudinale del sistema di movimentazione del Padiglione

		Scenario A) configurazione aperta		Scenario B) configurazione chiusa	
Porzione copertura	Direzione Vento	Depressione Qz [kN/m²]	Pressione Qz [kN/m²]	Depressione Qz [kN/m²]	Pressione Qz [kN/m²]
Mobile	X (longitudinale)	-0,84	+0,21	-1,21	+0,53
	Y (trasversale)	-0,53	0,00	-0,80	+0,53
Fissa	X (longitudinale)	-0,81	+0,21	-1,21	+0,53
	Y (trasversale)	-0,47	0,00	-0,93	+0,53
Nota: i carichi superficiali riportati si riferiscono, nelle due configurazioni, alle medesime corrispondenti superfici.					

Tab. 1 | Confronto tra le intensità delle azioni variabili dovute al vento in copertura



Fig. 14 | Pianta di riferimento Corpo Est

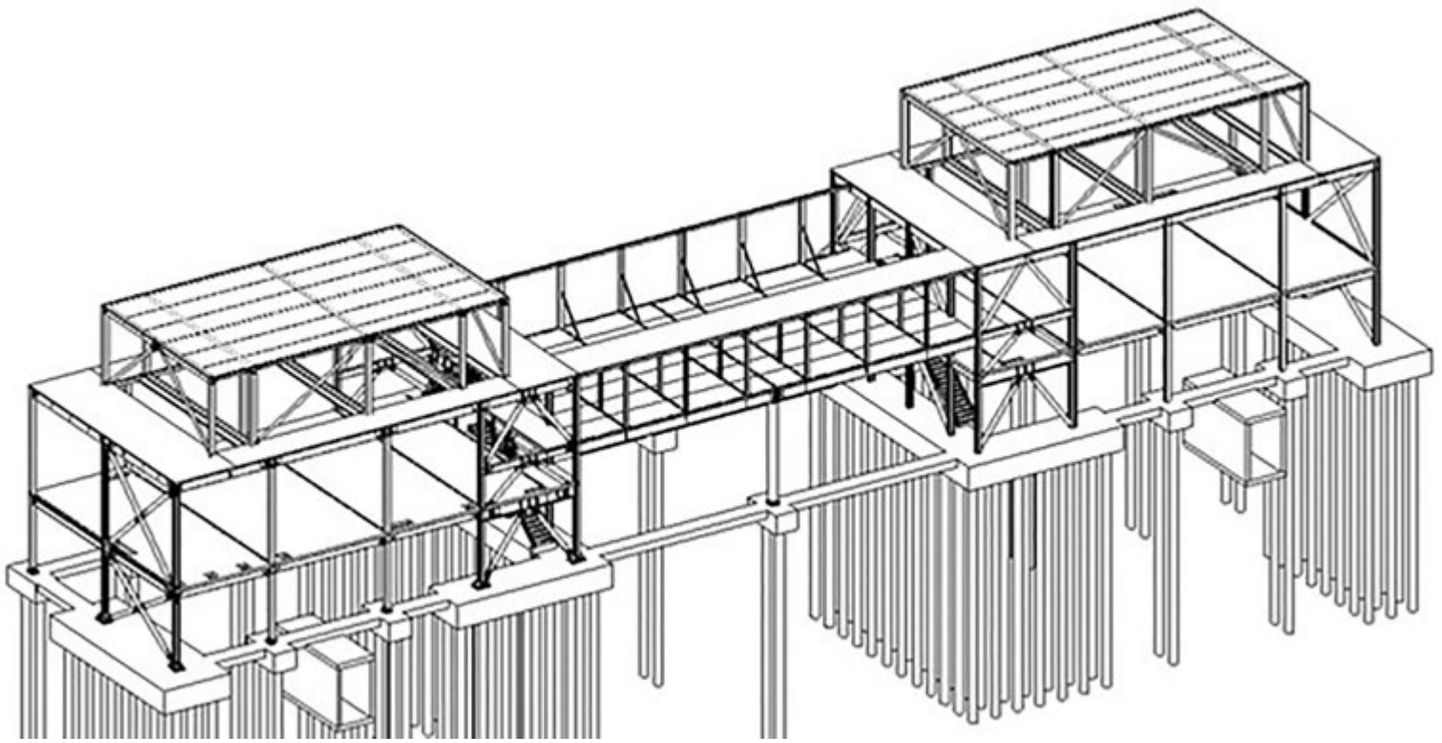


Fig. 15 | Vista 3D del modello Revit del Corpo Est

2. la movimentazione avviene per singoli moduli;
3. nel caso di vento sostenuto (velocità di picco superiore a 23,6 m/s misurata mediante anemometri collocati in copertura) le operazioni di movimentazione sono temporaneamente sospese;
4. la movimentazione deve avvenire in assenza di neve sulla copertura.

Sulla base di queste indicazioni:
- è stato possibile escludere fenomeni di fatica;

per il dimensionamento delle strutture sono stati analizzati i seguenti scenari:

A) padiglione con copertura con tutti i moduli mobili in configurazione ferma e completamente aperta;

B) padiglione con copertura con tutti i moduli mobili in configurazione ferma e completamente chiusa;

Nelle configurazioni A) e B) le azioni di progetto sono comprensive di neve, vento, variazione termica e sisma.

In tabella 1 si riporta il confronto tra le intensità delle azioni variabili dovute al vento in copertura per gli scenari A) e B).

Si può notare che le condizioni più severe indotte dal vento si verificano nello scenario B) (configurazione chiusa).

3 CORPO EST

3.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'edificio "Corpo Est", progettato a struttura in acciaio, è suddiviso, dal punto di vista funzionale, in tre differenti blocchi: i due blocchi laterali, a pianta rettangolare di dimensioni 16,0x27,8 m, che ospitano i locali tecnici con gli impianti a servizio del Padiglione, e il corpo centrale, a pianta rettangolare 14x26 m, che costituisce l'atrio posto all'ingresso lato Est al padiglione stesso. Si noti come il solaio dell'atrio, trasversalmente, sia più stretto di circa 2 m sul fronte del padiglione (figura 14). I due blocchi laterali hanno un'altezza massima totale pari a circa 16 m; a livello del piano terra ospitano i servizi igienici e i locali tecnici mentre al piano primo, a livello 4,4 m, sono presenti i locali che ospitano

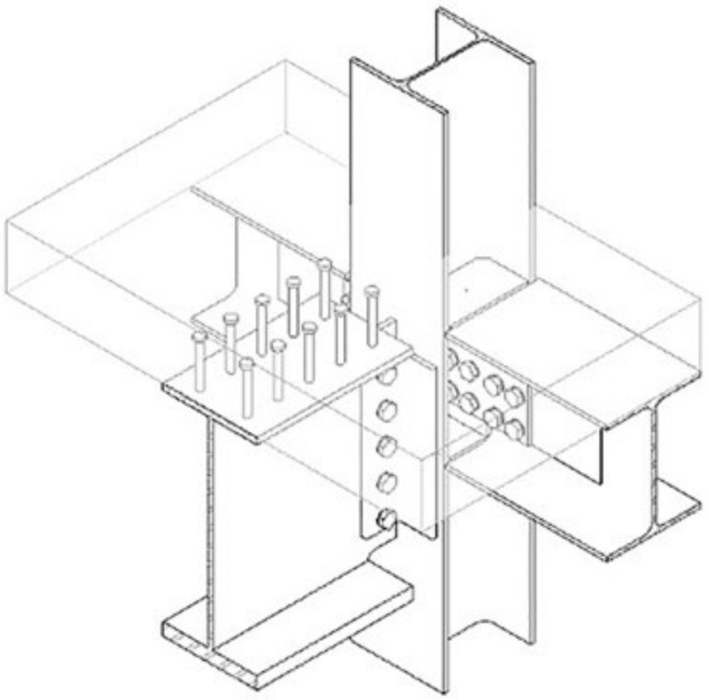


Fig. 16 | Collegamento tra pilastri e travi del solaio

le UTA. La copertura di questi locali è posta su due livelli sfalsati: è presente un solaio sui bordi del locale con un foro centrale a pianta rettangolare di dimensioni 11x19 m, dal quale emerge una struttura metallica che si alza fino a livello 16,05 m a chiusura del foro, andando a formare un volume rettangolare arretrato, rispetto alle dimensioni del corpo sottostante (figura 15).

Il solaio del primo livello è formato da una soletta in c.a. di spessore 20 cm, ordita secondo il lato lungo dell'edificio. Il sistema è sostenuto da travi composte saldate a doppio T rese collaboranti al solaio mediante l'utilizzo di pioli Nelson, coprendo così una luce pari a 15,3 m. Tale luce è necessaria a causa dell'assenza di pilastri all'interno dei locali, in modo da lasciare il layout libero per il posizionamento dei macchinari. La collaborazione delle travi con la soletta del solaio si è resa necessaria per evitare problemi di deformazione e frequenza del solaio stesso. Le travi così dimensionate sono sorrette da pilastri a doppio T mediante giunti bullonati a taglio (figura 17).

In copertura vi è un'orditura di travi formate da due HEAA550, poggianti sui pilastri perimetrali, e che sorregge un solaio costituito da una lamiera grecata collaborante con la soletta in c.a. di 55+65=120 mm. Suddette travi devono inoltre supportare i montanti in falso, costituiti da profili HEA340, del volume a copertura dei canali impianti, arretrato rispetto agli ingombri esterni dell'edificio. L'ultimo solaio, che copre il vano impianti, è sorretto da arcarecci a passo 2 m e costituito da una lamiera grecata senza soletta collaborante ordita secondo il lato corto. Il corpo centrale presenta una copertura a quota 6,9 m costituita da una lamiera grecata con soletta collaborante ordita secondo il lato corto dell'edificio e sorretta da arcarecci a passo 2 m. La struttura della parte centrale è composta da un reticolo piano di travi HEB650 collaboranti con la soletta e colonne a sezione quadrata cava 400x400x10 mm che si trovano lungo l'asse di simmetria dell'edificio.

La copertura del corpo centrale ha anche la funzione di collegare i due blocchi laterali ed è accessibile solamente per manutenzione. In particolare, sul fronte esterno, è presente un corridoio coperto di sezione 3,0x4,2 m all'interno del quale passano canali ad uso impianti, mentre il resto del collegamento è scoperto.

Per sostenere i carichi verticali dovuti sia all'azione sismica che al vento, sono stati inseriti lungo il perimetro della struttura dei controventi costituiti da profili tubolari, resistenti sia a trazione che a compressione (figura 17).

Il sistema di fondazione è costituito da plinti e platee, collegati tra loro tramite cordoli. In particolare, i pilastri che appartengono ai campi controventati presentano platee fondate su pali profondi 15 m, mentre gli altri pilastri sono supportati da plinti su due pali di profondità sempre pari a 15 m. Il diametro di tali pali è 50 cm. Tale scelta è dovuta principalmente a due ragioni: da una parte la necessità di assorbire le trazioni presenti sulle colonne causate dall'azione sismica, dall'altra parte a livello del piano terra è presente un corridoio sotterraneo a servizio degli impianti collegato ad un tunnel esistente che passa frontalmente all'edificio. Utilizzando una fondazione su pali si evitano interferenze con tale tunnel, non avendo necessità di avere una platea continua. Particolare attenzione è stata comunque prestata alle zone dove sono presenti i macchinari al piano terra, in modo da evitare cedimenti differenziali rispetto alle zone fondate su pali.

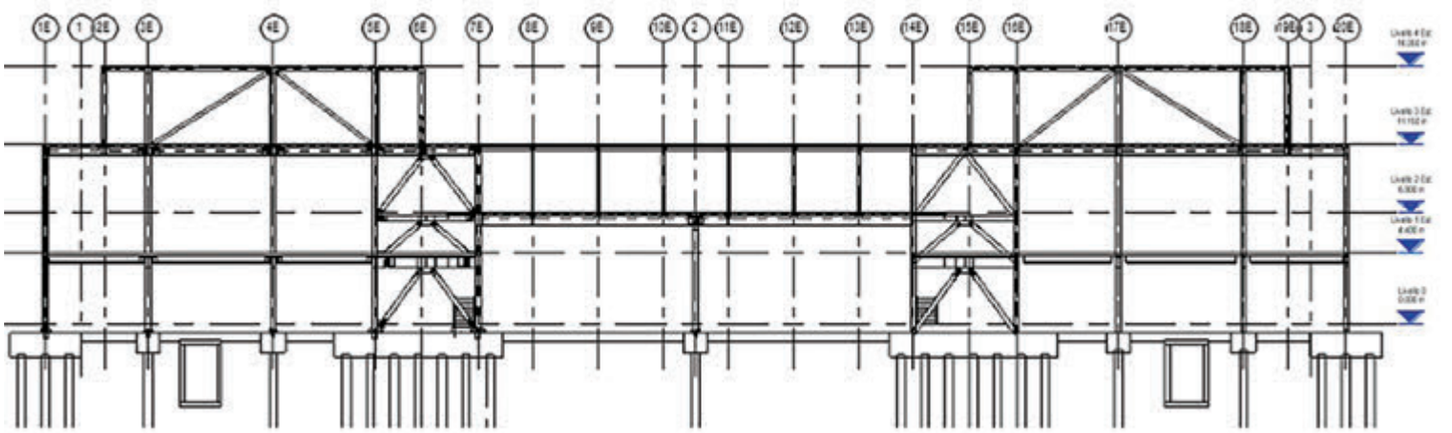


Fig. 17 | Sezione longitudinale Corpo Est

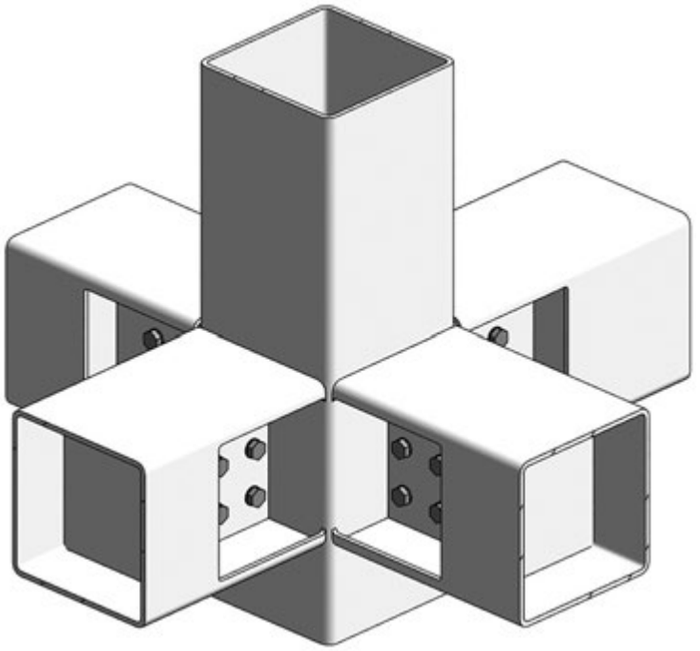


Fig. 18 | Dettaglio nodo travi - pilastro



Fig. 20 | Foto del passaggio pedonale della Mall © HG Esch

4 MALL

4.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La Mall presenta planimetricamente una dimensione di 28,00 m secondo l'asse trasversale (Est-Ovest) e di 88,80 m secondo l'asse longitudinale (Nord-Sud), coprendo un'area totale pari a 2500 m^2. La struttura portante principale della Mall si sviluppa secondo una maglia rettangolare, a passi variabili di 8 e 12 m. Il sistema strutturale prevede l'impiego di telai metallici con pilastri e travi in tubo quadrato di dimensioni 400x400 mm e collegamenti prevalenti di tipo bullonato a taglio. La tipologia del tubo quadrato adottato è un aspetto architettonico caratterizzante tutto il progetto e si ripete, nella tipologia, nelle quote altimetriche e nelle campiture adottate, in tutti i corpi di fabbrica descritti nel progetto (figure 18-19).

La struttura si sviluppa in altezza per tre piani: al piano terra



Fig. 19 | Foto del nodo con i tubi quadri

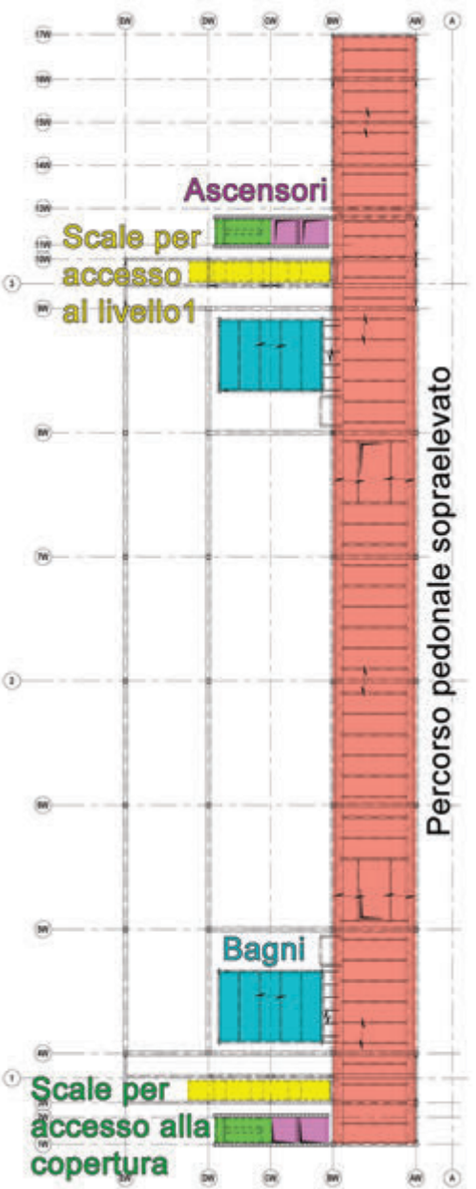


Fig. 21 | Pianta Livello 1 Mall

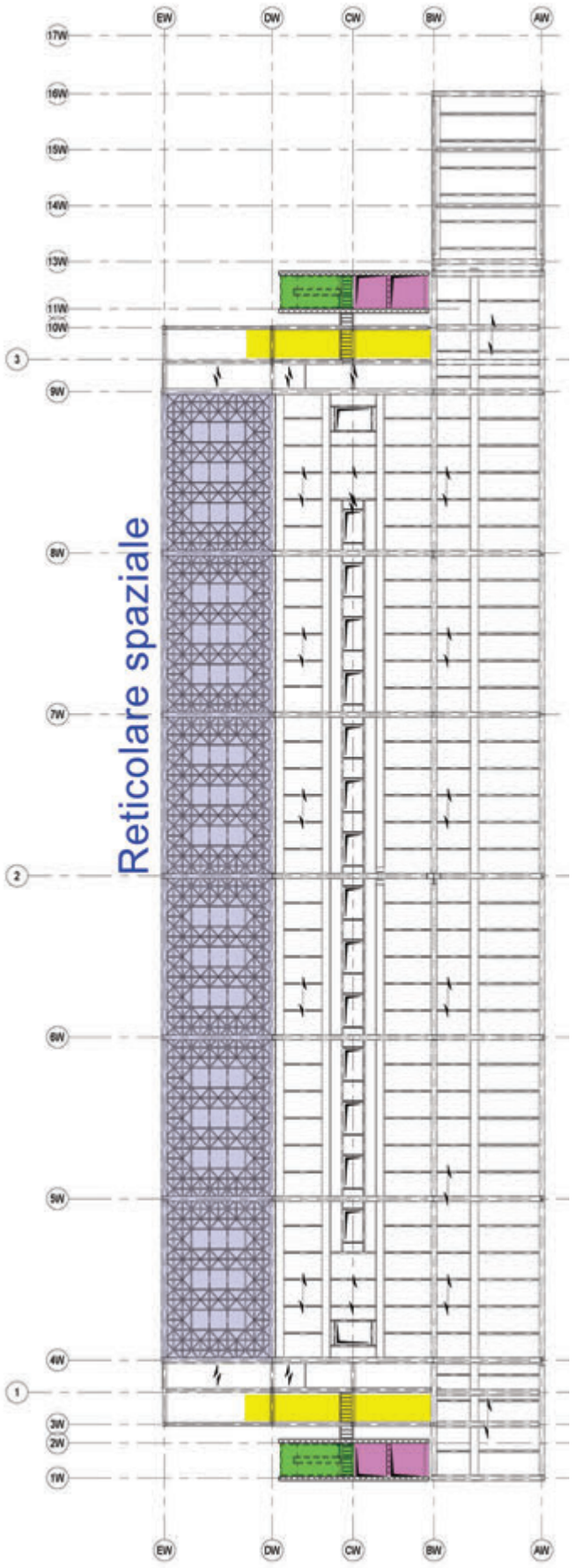


Fig. 22 | Pianta di copertura Mall

vi sono i servizi igienici e gli accessi al Padiglione ed ai piani superiori. Al primo livello, a quota +6,2 m, è presente un percorso pedonale sopraelevato coperto che si sviluppa in direzione Nord-Sud e lungo il quale è stata prevista l'installazione di un tappeto mobile di lunghezza circa pari a 46 m (figura 21). L'ultimo piano di copertura, a quota 12,88 m, è accessibile per sola manutenzione, e si suddivide in una zona scoperta vano impianti e una zona destinata a una reticolare spaziale con tubi tondi (CHS 88,9x3,6 all'intradosso, CHS 88,9x3,6 all'estradosso, CHS 76,1x3,2 per i diagonali).

L'accesso ai piani superiori è previsto tramite ascensori e vani scala che si collocano nelle zone Nord e Sud (speculari rispetto all'asse Est-Ovest). Nello specifico, gli ascensori servono entrambi i piani; invece sono separate le scale che rendono fruibili rispettivamente i due piani superiori.

Al primo livello è possibile accedere tramite scale mobili e scale metalliche; invece, per esigenze architettoniche la scala metallica che serve unicamente la copertura è contenuta tra setti in c.a. Queste ultime risultano strutturalmente indipendenti dalla Mall e sono collegate alla quota della copertura tramite una piccola passerella (figure 21-22).

Al piano terra sono collocati due edifici monopiano contenenti i bagni (anch'essi speculari rispetto all'asse Est-Ovest) giuntati rispetto alla struttura principale e collegati tramite una porzione di grigliato metallico sostenuto da travi a sbalzo.

Il solaio del primo livello e quello di copertura (in quanto praticabile) è costituito da una lamiera grecata con soletta collaborante di altezza totale di 120 mm, che poggia su arcarecci a passo 2 m.

La connessione tra lamiera grecata e profili metallici sottostanti avviene tramite connettori tipo HILTI, atti a garantire il contenimento delle deformazioni e l'azione di diaframma orizzontale della lamiera stessa durante la fase di getto.

Per soddisfare esigenze impiantistiche di avere un'altezza sufficiente per garantire il passaggio degli impianti all'interno del pacchetto del solaio, le travi principali dell'impalcato risultano essere due HEA450 affiancati ove la trave non converge al nodo.

Le sollecitazioni sismiche e del vento sono trasmesse alle fondazioni tramite controventi a X collati in direzioni x e y e in posizioni tali da risultare adeguatamente integrati all'architettonico, poiché inseriti all'interno dei tamponamenti.

Il tamponamento delle pareti verticali esterne ad Ovest della Mall è caratterizzato da una facciata continua, mentre, dove è previsto un tamponamento di tipo opaco, è stata predisposta una lamiera grecata di tipo Montana sp111 a sostegno di tale tamponamento. Tale lamiera grecata è ordita verticalmente e sono previsti per sostenerla dei profili angolari saldati alle travi principali della struttura.

Il sistema fondazionale è organizzato con plinti su pali aventi diametro 50 cm e lunghezza variabile. Per ciascun pilastro della Mall si prevede un plinto di spessore 1200 mm su 4 pali di lunghezza 15 m, aventi un interasse non inferiori a 3 diametri, per cui si prevede un plinto di dimensioni in pianta 3x3 m e 4 pali (2 su ciascun lato) ad interasse di 1,5 m. Ove più plinti convergerebbero per questioni geometriche, si è eseguita una platea fondata su pali di diametro 50 cm e lunghezza 18 m, in modo tale da ovviare problematiche dovute a cedimenti differenziali.

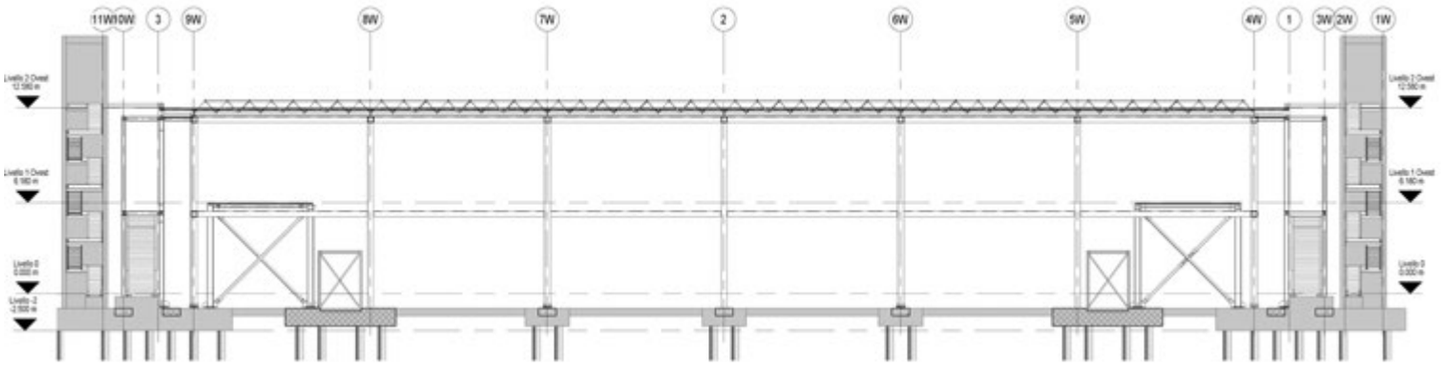


Fig. 23 | Prospetto Ovest Mall



Fig. 24 | Foto delle scale della Mall © HG Esch

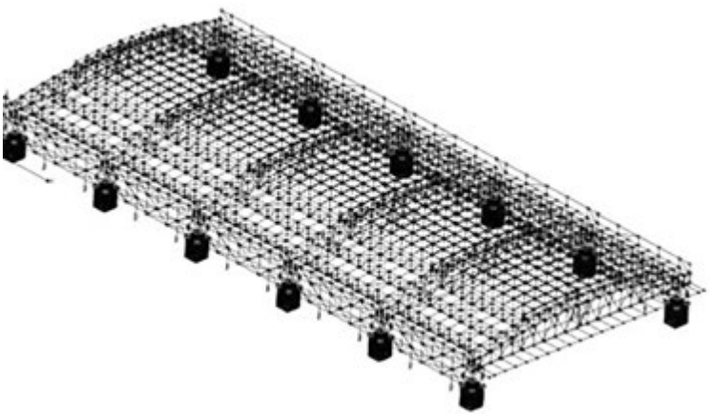


Fig. 25 | Modello di calcolo del Padiglione in configurazione chiusa

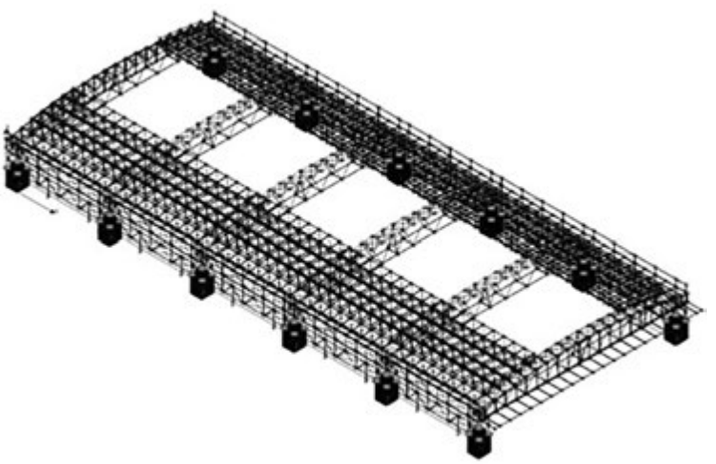


Fig. 26 | Modello di calcolo del Padiglione in configurazione aperta

5 ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI STRUTTURALE

L'analisi della risposta strutturale all'azione dei carichi di base e all'azione delle sue probabili combinazioni è stata eseguita mediante il metodo dell'equilibrio o degli spostamenti.

La maggiore parte delle analisi è stata eseguita mediante elaborazione assistita da computer con procedure interattive grafiche e software indirizzato all'ingegneria civile redatto e controllato in accordo alle CNR-UNI 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di

calcolo" e al capitolo 10 delle NTC 2018. Il programma di analisi strutturale adottato in campo lineare elastico è lo WIN STRAND di Enexsys e dove ritenuto necessario è stato eseguito un giudizio motivato di accettabilità dei risultati automatici mediante analisi comparativa eseguita con modelli semplificati (figure 25-26).
Il metodo di analisi utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni prodotte dal sisma è l'analisi dinamica modale. Il modello della struttura adottato è tridimensionale e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa.
Per i materiali si sono adottate leggi costitutive elastiche. Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si è tenuto conto della fessurazione, riducendo la rigidezza flessionale e a taglio degli elementi in calcestruzzo armato fino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.
Gli orizzontamenti piani sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio.

6 MATERIALI IMPIEGATI E COMPUTO

6.1 CALCESTRUZZO E ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

6.1.1 CALCESTRUZZO NON ARMATO PER SOTTOFONDAZIONI
Calcestruzzo dosato a 150 kg di cemento tipo EN 197 CEM I 32.5 per metro cubo di conglomerato.
Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) fck ≥ 10 MPa (EuroCodice 2 C10) (corrispondente alla classe Rck 15 N/mm²).

6.1.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER PALI DI FONDAZIONE
Classe di esposizione (EuroCodice 2, EN 206): XC2
Classe di consistenza: SCC
Diametro massimo inerte: 20 mm
Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) fck ≥ 32 MPa (Classe C32/40 corrispondente alla classe Rck 40 N/mm²)

6.1.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE GETTATE IN OPERA
Classe di esposizione (EuroCodice 2, EN 206): XC2
Diametro massimo inerte: 20 mm
Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) fck ≥ 25 MPa (Classe C25/30 corrispondente alla classe Rck 30 N/mm²)

6.1.4 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER STRUTTURE IN ELEVAZIONE GETTATE IN OPERA
Classe di esposizione (EuroCodice 2, EN 206): XC1/XC2/XF1
Diametro massimo inerte: 20 mm (8 mm per i solai)
Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) fck ≥ 30 MPa (Classe C30/37 corrispondente alla classe Rck 37 N/mm²)

6.1.5 ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO
Barre longitudinali, staffe, spezzoni: Classe B450C

6.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA
Temperatura minima di servizio: -15°C

6.2.1 PROFILI
Tubi circolari finiti a caldo secondo UNI EN 10210-1
Tubi circolari formati a freddo e saldati secondo UNI EN 10219-1
Profili aperti laminati a caldo secondo UNI EN 10034 e UNI EN 10025
Tutte le strutture in carpenteria metallica profili, piastrame e irrigidimenti etc. (eccetto quelli sotto riportati): S355 J0 secondo EN 10025
Acciaio da carpenteria per il corrente inferiore delle travi reticolari principali di copertura del padiglione: Piatti in S460 secondo UNI EN 10025-4, Profili tubolari in S460 NH secondo UNI EN 10219-1
Acciaio da carpenteria per il corrente di ritegno orizzontale dei moduli di copertura mobile: Piatti in S690 secondo UNI EN 10025-6

6.2.2 ACCIAIO PER PROFILI, NODI E COLLEGAMENTI DELLA RETICOLARE SPAZIALE TIPO "MERO"
Acciaio da carpenteria per profili tubolari:
- Sezioni circolari
  Tubi circolari finiti a freddo S 355 J0H secondo EN 10219-1
  Acciaio da carpenteria S 355 J0 secondo EN 10025
- Coni

Acciaio da carpenteria S 355 J0 secondo EN 10025.
Acciaio per sfere dei nodi della reticolare spaziale:
Acciaio secondo EN 10083-1: C45E/Ck 45
Acciaio saldabile EN 10025: S 355 J0
Acciaio per collegamenti aste-nodi della reticolare spaziale:
Perni: Acciaio 102Cr6 secondo EN 10132-4
Dadi di regolazione (Spanner sleeves): Acciaio 25CrMo4 secondo EN 10083-1

6.2.3 ACCIAIO PER TIRAFONDI
Acciaio da carpenteria per piatti e profili aperti laminati a caldo: S355 J0 secondo UNI EN 10025-2
Barre in acciaio ad alta resistenza tipo Macalloy.

6.2.4 ACCIAIO PIOLI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CLS
Tipo Neloson o equivalenti: Acciaio S235J2G3+C450, $f_{yk} \geq 350$ N/mm², $f_u \geq 450$ N/mm², Allungamento a rottura > 12%.

6.2.5 ACCIAIO PER PERNI
Acciaio 30 CrNiMo 8 secondo EN 10083:
valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 700$ N/mm²
valore caratteristico minimo della tensione a rottura $f_{uk} \geq 900$ N/mm²

6.2.6 BULLONI
Bulloni "non a serraggio controllato": In accordo con UNI EN 15048-1 e p.to 11.3.4.6.1 NTC 2018
viti classe 8.8 e 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2013)
dadi classe 8 e classe 10 (UNI EN 898-2:2012)
rondelle acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32-40 (UNI EN 10083-2:2006)

Bulloni “a serraggio controllato”: In accordo con UNI EN 14399-1 e p.to 11.3.4.6.2 NTC 2018
viti classe 8.8 e 10.9 (UNI EN 14399-1, 14399-3 e 14399-4)
dadi classe 8 e 10 (UNI EN 14399-3,14399-4)
rondelle durezza 300-370 HV (UNI EN 14399 parti 5 e 6)

6.2.7 SALDATURE E PROCESSI DI SALDATURA
Collegamenti saldati secondo NTC2018 p.to 11.3.4.5.

6.2.8 LAMIERE GRECATE
Per lamiere collaboranti tipo Hi-Bond; Acciaio zincato tipo S280GD UNI EN 10346:2009
carico di rottura a trazione ≥ 360 N/mm²
carico caratteristico di snervamento ≥ 280 N/mm²

6.3 COMPUTO DELLA QUANTITÀ DELLE STRUTTURE
In seguito, vengono riportate le quantità principali dei diversi manufatti:

- Padiglione
  - o Carpenteria metallica 2.196.111 kg
  - o Reticolare Mero 228.875 kg
  - o Lamiera grecata 19.299 m²
  - o Calcestruzzo 2.206 m³
  - o Armatura da calcestruzzo 414.988 kg

- Mall
  - o Carpenteria metallica 871.359 kg
  - o Reticolare Mero 20.857 kg
  - o Lamiera grecata 3.148 m²
  - o Calcestruzzo 1.419 m³
  - o Armatura da calcestruzzo 177.893 kg
- Corpo Est
  - o Carpenteria metallica 314.885 kg
  - o Lamiera grecata 1.388 m²
  - o Calcestruzzo 724 m³
  - o Armatura da calcestruzzo 127.886 kg

7 CREDITS

Stazione appaltante: Fiera di Bologna S.p.A.
Progettazione Architettonica: Di Gregorio Associati - Gianni Di Gregorio, Francesco Di Gregorio con gli associati Francesco Musetti, Umberto Marossa
Progettazione Strutturale: MJW Structures di Ing. Massimo Majowiecki e collaboratore Ing. Stefano Pinardi
Progettazione Impiantistica: In.Te.So. Ingegneria, Officina Elettrica Studio di Progettazione, Area Progetti – Studio Associato
Progettazione Esecutiva Geotecnica: Teleios S.r.l.
Progettazione Antincendio: IM. TECH Srl
Progettazione Movimentazione del coperto: Edilab s.r.l. con Ing. Luca Strata
Coordinamento generale: Open project
Direzione Lavori Edili Strutturali: Studio Enarco – Ing. Aldo Barbieri
Direzione Lavori Impiantistica: BFEng s.r.l., Studio Breveglieri
Imprese Costruttrici: STRABAG S.p.A., Cimolai S.p.A., Bouygues E&S In Tec Italia S.p.A. e Coop L’ Operosa
Collaudatore in corso d’opera: Ing. Poluzzi
Foto: HG Esch



Massimo Majowiecki

Durante la sua carriera il Prof. Ing. Massimo Majowiecki si è specializzato in grandi coperture, tensostrutture e strutture non convenzionali, ricercando soluzioni ottimali per rispettare le esigenze strutturali ma anche funzionali, estetiche ed economiche. Massimo Majowiecki ha affiancato alla professione l’attività di ricerca e l’insegnamento nelle Università di Bologna e di Venezia. Inoltre, ha collaborato in qualità di consulente e progettista strutturale a numerosi progetti internazionali, per quali ha ricevuto numerosi premi. Tra i suoi progetti più noti troviamo: la copertura dello Stadio Olimpico di Roma, l’EUR Centro Congressi “La Nuvola” di Roma, l’Allianz Stadium di Torino, la copertura dei percorsi pedonali di EXPO 2015 a Milano e la passerella pedonale sullo Swan River a Perth in Australia.



Giuliano Aloisio

L’Ingegnere Giuliano Aloisio si laurea in Ingegneria Civile all’Università di Bologna il 14 marzo 2019 con la tesi dal titolo “Valutazione delle performance sismiche di serbatoi metallici free-standing”. Subito dopo la laurea inizia la sua collaborazione con lo studio MJW Structures come ingegnere strutturista e come sviluppatore software per EnExSys Srl. Il suo primo lavoro con lo Studio MJW Structures è stato il nuovo Stadio ad Il Cairo in Egitto. Per quest’ultimo si è occupato dai modelli di calcolo allo sviluppo dei dettagli, fino al coordinamento con i partner egiziani.



Giovanni Berti

L'Ingegnere Giovanni Berti si laurea in Ingegneria Civile all'Università di Bologna il 20 marzo 2008 con tesi dal titolo: "Studio e modellazione numerica di fenomeni aeroelastici: il caso del ponte Tsing Ma di Honk Kong". Dal 2008 collabora continuativamente con lo studio MJW Structures con ruolo di progettista strutturale specializzato in concezione strutturale di grandi coperture e ponti, in particolare nella modellazione numerica di geometrie strutturali complesse, nell'elaborazione dei dati ottenuti dai test in galleria del vento e nell'analisi transitoria delle fasi di montaggio.



Monica Mingozzi

L'Ingegnere Monica Mingozzi ottiene la laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura all'Università di Bologna il 15 marzo 2019 con la tesi dal titolo: "Analisi non lineare di strutture di tipo spoke wheel in presenza di imperfezioni". Una volta laureata, ha intrapreso un rapporto di collaborazione con lo studio MJW Structures con il ruolo di ingegnere strutturista. Si occupa di diverse fasi della progettazione, a partire dal calcolo numerico fino alla modellazione BIM (Revit) e alla presentazione di elaborati grafici. Tra le altre cose, ha collaborato alla progettazione definitiva dello Stadio Dall'Ara di Bologna e al progetto esecutivo del Nuovo Tecnopolo di Bologna.



Stefano Pinardi

L'Ingegnere Stefano Pinardi si laurea in Ingegneria Civile all'Università di Bologna il 23 giugno 1993 con la tesi dal titolo: "Analisi dinamica aleatoria dell'azione del vento nei ponti sospesi, con particolare riguardo alla soluzione progettuale del ponte sullo Stretto di Messina". Dal 1994 collabora continuativamente con lo studio MJW Structures con ruolo di progettista strutturale specializzato particolarmente in strutture in acciaio e funi. La grande esperienza maturata nel campo della ricerca di forma per le tensostrutture e l'analisi non lineare di strutture di grandi dimensioni lo ha condotto a rivestire un ruolo fondamentale nella concezione e dimensionamento strutturale dei ponti e passerelle progettati dallo studio MJW Structures.



Elisa Sammarco

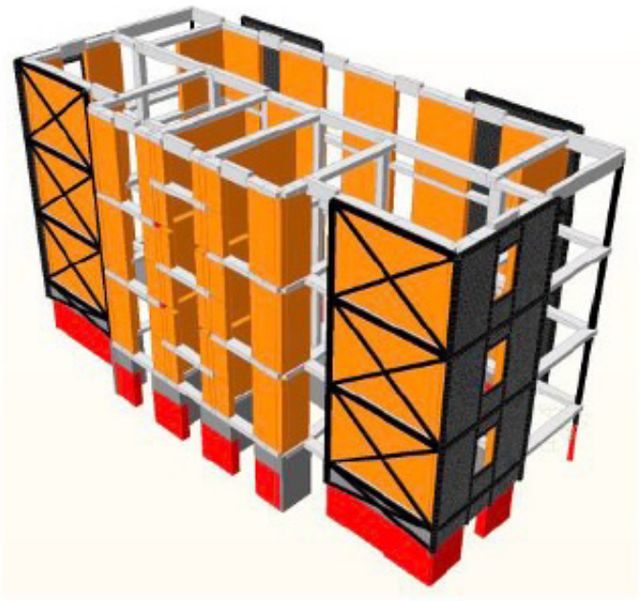
L'Ingegnere Elisa Sammarco consegue la laurea in Ingegneria Civile all'Università di Bologna il 13 febbraio 2014 con tesi dal titolo: "Non linear response of planar asymmetric systems". Dopo varie esperienze in diversi settori nel campo della progettazione, dal 2015 collabora continuativamente con lo studio MJW Structures con ruolo di progettista strutturale. Il primo lavoro a cui ha partecipato è stato il ponte ciclopedonale in acciaio di Perth e successivamente si è occupata di altri progetti di grandi strutture, per cui ha curato la modellazione numerica e in ambiente BIM, utilizzando il software Revit.

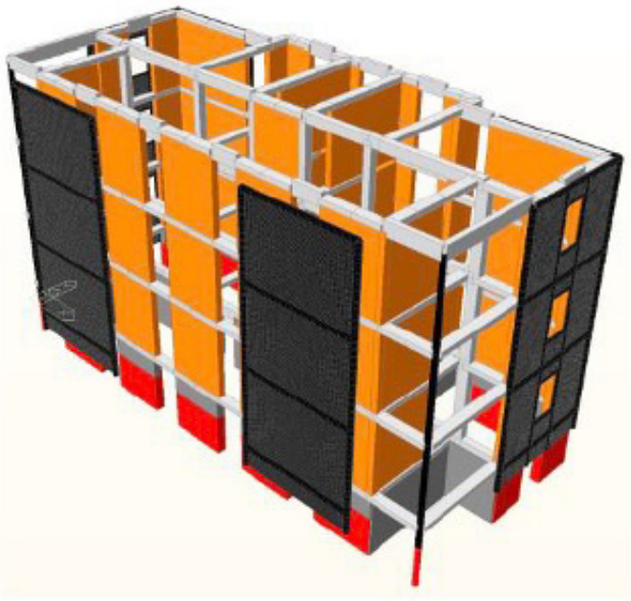
Riqualificazione Integrata con esoscheletro in acciaio: applicazione a un edificio esistente

Integrated retrofit interventions with steel exoskeletons: application to an existing building

Jacopo Zanni[1], Stefano Cademartori[1], Simone Labò[1], Michele Milesi[1], Chiara Passoni[1], Alessandra Marini[1], Andrea Belleri[1]*, Paolo Riva[1], Filippo Simonetti[2].
[1]Università degli studi di Bergamo, Dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate.
[2]Architetto.

Larga parte del patrimonio edilizio italiano presenta tangibili carenze dal punto di vista energetico, strutturale ed architettonico. Ciò comporta un elevato impatto ambientale associato sia ai notevoli consumi energetici, che alla necessità di intervenire per la riparazione o demolizione e smaltimento a seguito di eventuali eventi sismici. Intervenire focalizzandosi sulle singole problematiche non è la soluzione adeguata al miglioramento delle prestazioni degli edifici, sia dal punto di vista economico che della sostenibilità, in quanto l'importanza del problema richiede misure più estese, integrate ed efficaci. Operare in modo integrato sugli edifici pianificando interventi che ne risolvano contestualmente tutte le carenze permette di superare le criticità dei tradizionali interventi disaccoppiati, garantendo il massimo dei benefici con il minimo dei costi. In questo articolo si riporta un esempio di intervento globale ed olistico, concepito in ottica Life Cycle Thinking, che prevede la realizzazione di un esoscheletro metallico esterno, costituito sia da tubolari cavi che da pannelli in lamiera, per il rinforzo strutturale di una tipologia di edifici residenziali diffusamente realizzati nel nord d'Italia negli anni '50 e '60. L'edificio analizzato è caratterizzato dalla presenza di muratura portante in blocchi di laterizio ad alto indice di foratura disposti con i fori in orizzontale. Le pareti murarie realizzate con questa tecnica costruttiva sollecitate per presso-flessione esibiscono un meccanismo di rottura fragile, per modestissimi valori del drift di interpiano, inferiori rispetto a quanto suggerito dalle norme per le pareti in muratura, che comporta anche la perdita di capacità portante ai carichi verticali. L'intervento di miglioramento sismico concepito per questa tipologia di edifici deve pertanto limitare gli spostamenti laterali di interpiano, mantenendo l'edificio in campo elastico per eventi sismici di alta intensità. L'efficacia della tipologia di rinforzo proposta è stata verificata per l'edificio caso studio, ubicato in un territorio di zona sismica 2. Il rinnovamento architettonico delle facciate dello stesso edificio è stato concepito sia per evidenziare il ruolo strutturale dei nuovi componenti in acciaio, sia per conservare il carattere figurativo murario che rende coerente l'edificio al suo contesto. L'intervento di efficientamento energetico prevede l'applicazione di elementi coibentanti che consentono il passaggio dalla classe energetica F alla B.





*Corresponding author. Email: andrea.belleri@unibg.it

A large part of the Italian building heritage has tangible deficiencies from an energy, structural and architectural point of view. This entails a high environmental impact associated with both considerable energy consumption and the need to intervene for repair or demolition and disposal following any seismic events. Intervening by focusing on solving individual issues is not the most adequate solution to improve the overall performance of buildings, both from an economic and sustainability point of view, as more extensive, integrated and effective measures are required. Working in a comprehensive and integrated way by planning interventions that simultaneously solve all the shortcomings allows to overcome the criticalities of traditional uncoupled interventions, guaranteeing maximum benefits with minimum costs. This article shows an example of a global and holistic intervention, conceived from a Life Cycle Thinking perspective, which involves the construction of an external retrofit solution through a steel exoskeleton, consisting of both steel pipes and steel panels. The retrofit solution is applied to a typical residential building widely built in the north of Italy in the 1950s and 1960s. The considered reference building is characterized by the presence of load-bearing masonry walls arranged with the holes horizontally. The masonry walls made with this construction technique exhibit a fragile flexural failure mechanism which compromises the bearing capacity to vertical loads. Such failure is associated with very limited values of inter-story drifts. For such a reason, the seismic retrofit intervention must limit the lateral displacements, keeping the building in an elastic range even for high intensity seismic events. The effectiveness of the proposed retrofit solution was assessed for a case study building, located in a medium seismicity area. The architectural renovation of the facades of the same building was conceived both to highlight the structural role of the new steel components, both to preserve the figurative character of the masonry walls that makes the building consistent with its context. The energy efficiency intervention involves the application of insulating elements that allow the transition from energy class F to B.

1. Approccio alla riqualificazione integrata e sostenibile degli edifici

In Italia è presente un patrimonio edilizio molto vasto e diversificato, spesso caratterizzato da scarse prestazioni sia in termini energetici che strutturali, in particolare nei confronti delle azioni sismiche, che richiede pertanto di essere rinnovato. A tal riguardo si osserva come il rinnovo tramite interventi di demolizione e ricostruzione non rappresenti una soluzione adottabile in modo sistematico e a larga scala in quanto richiederebbe un elevato impatto economico ed ambientale rispetto a interventi mirati di riqualificazione degli edifici. Si osserva tuttavia che, prima dei recenti finanziamenti nazionali, il tasso di riqualificazione medio annuo si attestava solamente intorno all'1% (BPIE, 2011; Artola et al., 2016), principalmente per ostacoli legati alla necessità di dismettere temporaneamente gli edifici e rilocare gli utenti, agli eccessivi tempi di cantiere, oltre che ai costi elevati di realizzazione degli interventi (La Greca & Margani, 2018; BPIE, 2011; Krimgold et al., 2004). Nell'ambito degli attuali finanziamenti nazionali, l'adozione di un approccio olistico e sostenibile alla riqualificazione degli edifici consente di intervenire in modo più efficace, ottenendo migliori prestazioni con costi ridotti (Marini, et al., 2014; Marini, et al., 2017; Passoni et al., 2021; Valluzzi & Masi, 2021); negli ultimi anni, diversi studi sono stati condotti in quest'ottica (Faiella et al., 2019; Labò et al., 2020; Reggio et al. 2019; Zanni et al.,2020; Zanni et al. 2021; Smiroldo et al., 2021; Santansiero et al., 2021; Sancin, Bedon, & Amadio, 2021; Manfredi et al., 2021; Passoni et al., 2020). Nello specifico, la programmazione di interventi condotti dall'esterno, tra cui si inseriscono gli esoscheletri in acciaio, permette di evitare la rilocazione degli utenti e la dismissione temporanea dell'immobile. Inoltre, quando economicamente insostenibile o sia possibile intervenire in intervalli di tempo molto limitati (si pensi ad esempio alle scuole o agli ospedali), la riqualificazione può essere realizzata attraverso strategie di riabilitazione incrementale, ovvero mediante una serie di interventi coordinati e scaglionati nel tempo, integrati con i normali interventi di manutenzione programmata dei fabbricati, che consentono di conseguire prestazioni via via crescenti nel tempo. Con riferimento agli edifici delle periferie e di modesto valore architettonico, adottando i principi del cosiddetto "Life Cycle Thinking" (LCT) già in fase di progettazione è possibile concepire esoscheletri che rispettino i requisiti di sostenibilità correlati a tutte le fasi di vita dell'edificio, dalle fasi di produzione dei componenti dell'esoscheletro, al suo assemblaggio in cantiere, alla manutenzione ordinaria e straordinaria ed alla dismissione a fine vita (Marini et al., 2018; figura 1).

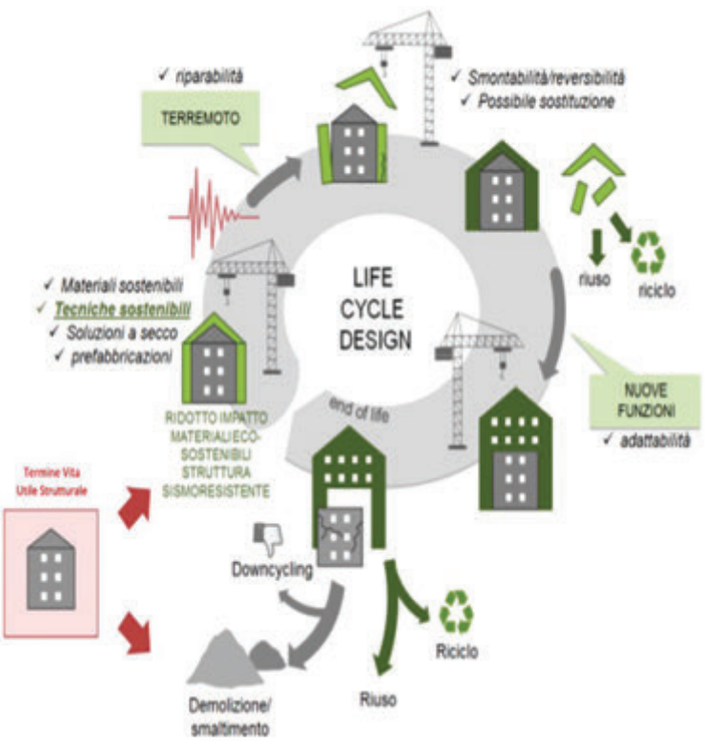


Fig. 1 | Schema concettuale dell'approccio Life Cycle Thinking – adattato da Marini et al. (2018)

Un'ulteriore riduzione dei tempi e degli impatti del cantiere è perseguibile adottando tecniche costruttive basate sulla prefabbricazione e standardizzazione degli elementi, realizzati con componenti facili da trasportare, movimentare, assemblare e smontare, così da consentirne la possibile sostituzione quando danneggiati e l'eventuale riutilizzo a fine vita.

Nel seguito si riporta un esempio di intervento globale ed olistico che prevede la realizzazione di un esoscheletro metallico esterno per il rinforzo strutturale di un edificio residenziale del secondo dopoguerra, caratterizzato dalla presenza di muratura portante in blocchi di laterizio ad alto indice di foratura, disposti con i fori in orizzontale. Tale tipologia strutturale, tipica del periodo della ricostruzione del secondo dopoguerra, è caratterizzata da un'elevata vulnerabilità sismica, in quanto i pannelli portanti a fori orizzontali possono perdere completamente la capacità portante rispetto ai carichi verticali a seguito del meccanismo di rottura che si innesca per valori di spostamento di interpiano indotti dal terremoto molto bassi. Tenendo conto di tale peculiarità, l'intervento strutturale è stato poi integrato con misure specifiche per l'efficientamento energetico e con l'intervento di riqualificazione architettonica-funzionale, tesi al miglioramento del comfort abitativo.

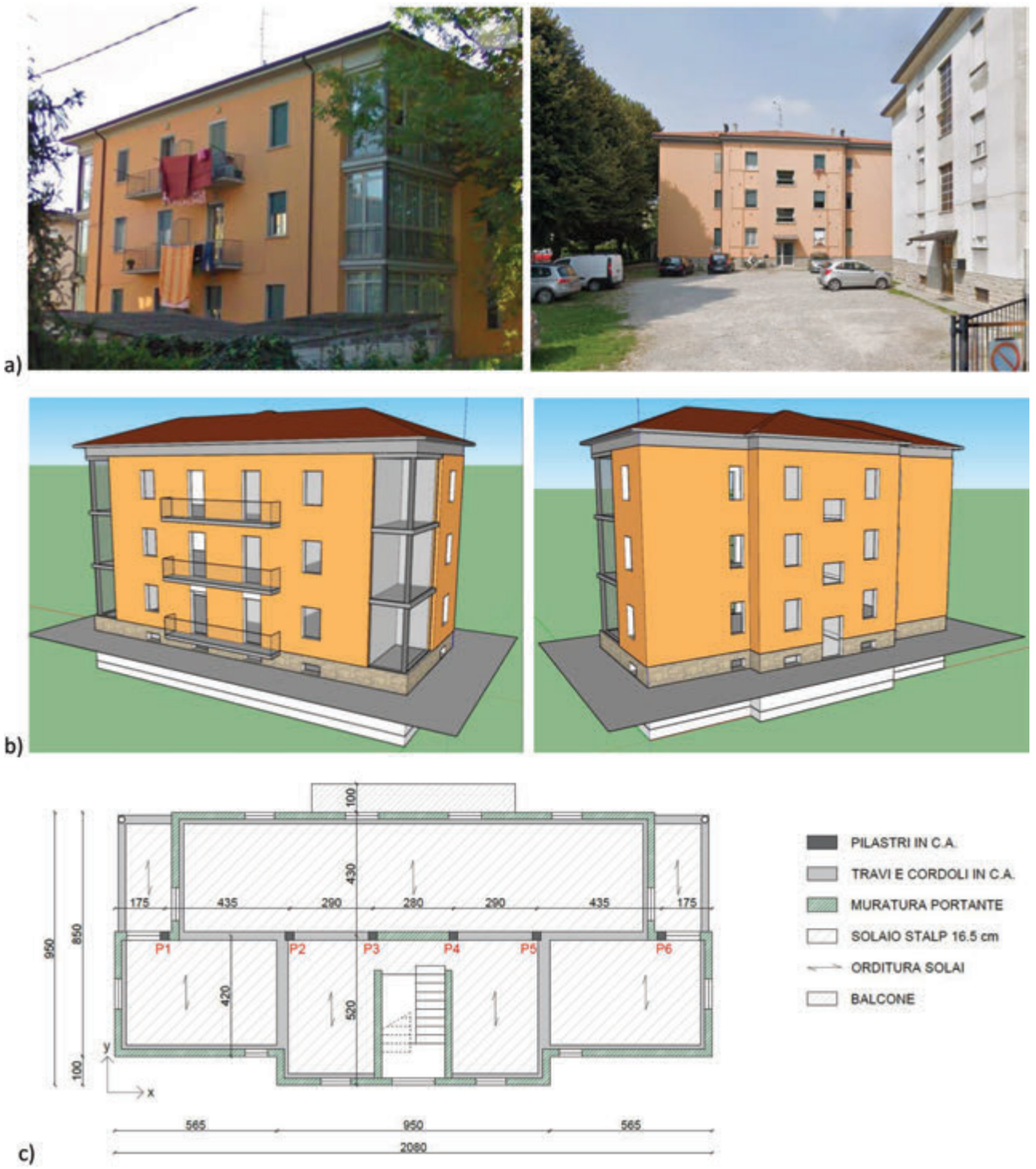


Fig. 2 | a) Fotografie dell'edificio; b) Viste 3D dell'edificio c) Pianta del piano tipo con indicata l'organizzazione strutturale

2. Esempio di intervento di riqualificazione integrata

L'edificio residenziale scelto come caso studio (figura 2) è ubicato in Lombardia, ed è stato edificato nel II dopoguerra; il completamento dei lavori di costruzione è databile intorno al 1955. L'edificio, rappresentativo delle costruzioni dell'epoca, è ipotizzato collocato in una zona sismica di media intensità (Salò, ag=0,158 g), con categoria di sottosuolo "C" e categoria topografica "T1" (NTC 2018). Per la definizione dello spettro di risposta, considerando un periodo di riferimento pari a 50 anni, la PGA prevista allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è pari a 0,231 g.

L'edificio presenta un piano seminterrato adibito a cantine, tre piani fuori terra con superficie pari a circa 180 m2 suddivisa in due appartamenti per piano, ed altezza d'interpiano di 3,20 m; all'ultimo livello è presente un locale sottotetto non accessibile con altezza media di 1,40 m. L'accesso ai piani avviene dal vano scala posto in posizione centrale sul lato nord. Sul lato sud ogni piano ospita un balcone lungo 7 m con sbalzo di 1 m. In figura 2c si riporta lo schema in pianta del piano tipo con l'indicazione dell'organizzazione strutturale.

La struttura portante è costituita da un sistema misto di murature perimetrali con mattoni ad alta percentuale di foratura (60-65% di vuoti) disposti con i fori in orizzontale, legati con malta cementizia, e da un telaio di spina in calcestruzzo armato (figura 2c); tutte le strutture sono originariamente progettate per i soli carichi verticali. Il piano seminterrato, diversamente dai piani superiori, è invece costituito esclusivamente da muri perimetrali e di spina in calcestruzzo debolmente armato. I solai di piano sono in laterocemento con travetti prefabbricati, senza cappa estradossale, con altezza totale di 16,5 cm, con cordoli perimetrali in c.a. da 40x20 cm2. La copertura a padiglione non controventata è realizzata con travi, travetti ed assito in legno. Il vano scala, posto in posizione centrale, è costituito da due pareti parallele in muratura da 3,6x0,25 m2 a sostegno delle rampe in c.a. In corrispondenza dei loggiati negli angoli sud-est e sud-ovest sono presenti colonne realizzate con profili tubolari in acciaio (CHS-CF 219,1X10). Dalle prove condotte è emerso che i materiali costruttivi utilizzati per la realizzazione degli elementi in c.a. sono caratterizzati da prestazioni meccaniche limitate: il calcestruzzo è riconducibile alla classe C16/20 per le opere di fondazione e C20/25 per quelle in elevazione, mentre l'acciaio è di classe FeB32k.

Riguardo la struttura portante verticale, è da notare come in Italia, specialmente nelle regioni del nord, i laterizi con alto indice di foratura disposti con i fori orizzontali e legati con malta cementizia siano stati ampiamente utilizzati come elementi portanti per la costruzione di edifici di piccola o media altezza (fino a tre piani) a partire dagli anni '50 fino alla fine degli anni '60. Nel periodo della ricostruzione post-bellica, con questa tecnica vennero rapidamente edificate ampie porzioni di periferia cittadina caratterizzate da immobili residenziali a basso costo. Questi edifici, spesso costruiti con materiali di modesta qualità e con scarsa attenzione esecutiva, sono stati progettati per raggiungere prestazioni strutturali piuttosto basilari nei confronti dei soli carichi gravitazionali, senza tener conto delle azioni sismiche, non contemplate dalle normative dell'epoca in gran parte del territorio italiano. Questa tecnica è stata inoltre ampiamente adottata grazie alla velocità di costruzione garantita. La presenza di muratura portante realizzata con mattoni forati disposti con fori orizzontali rappresenta la peculiarità strutturale principale dell'edificio in oggetto. L'influenza del comportamento dei maschi murari sulla risposta globale dell'edificio verrà analizzata con particolare attenzione. Le pareti murarie realizzate con questa tecnica costruttiva esibiscono un meccanismo di rottura fragile quando sollecitate per presso-flessione nel piano medio, per modestissimi valori del drift di interpiano. Pertanto, il miglioramento sismico dell'edifico dovrà limitare gli spostamenti laterali di interpiano in modo da evitare la perdita di capacità portante verticale dei maschi murari esistenti.

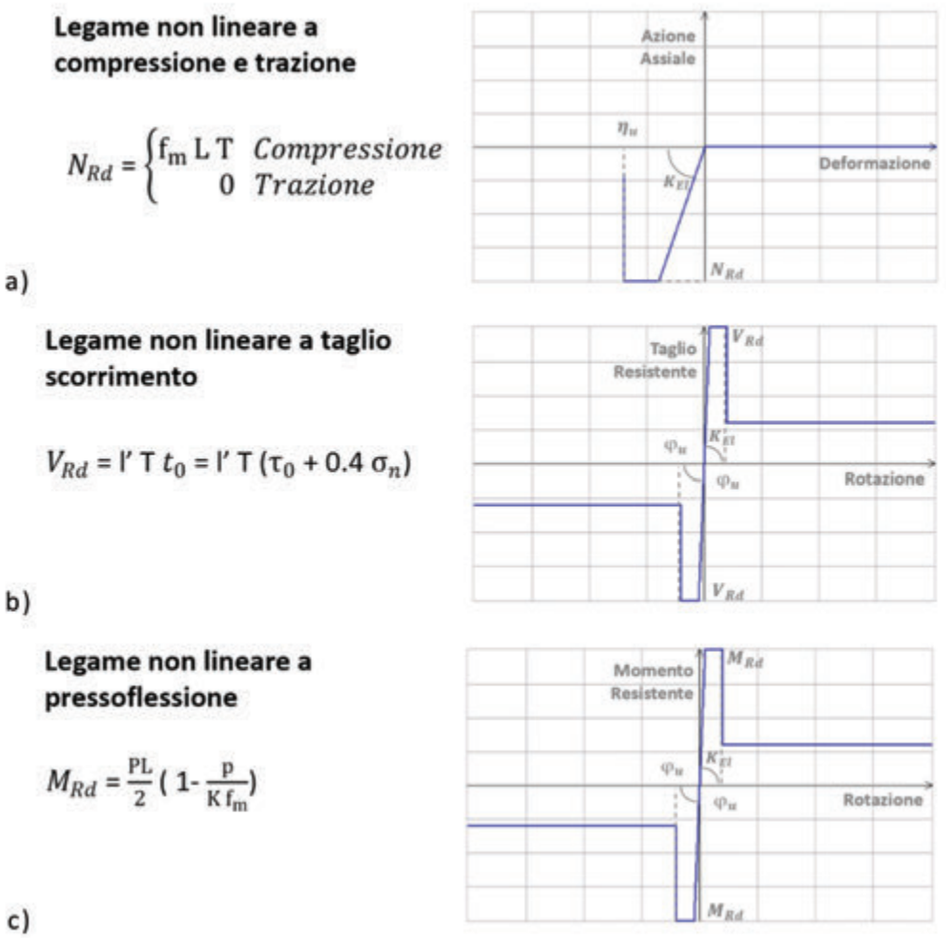


Fig. 3 | Legame isteretico e capacità delle cerniere plastiche: a) assiali (solo compressione), b) a taglio, c) a flessione.

Dal punto di vista energetico si osserva che le chiusure verticali offrono scarse prestazioni in termini di trasmittanza, in quanto non è presente alcun tipo di isolamento termico, e che sono presenti numerosi ponti termici.

3. Modellazione a elementi finiti

Per l'analisi della vulnerabilità sismica della struttura e dell'influenza delle proprietà meccaniche della muratura in forati, è stato realizzato un modello ad elementi finiti mediante il software Midas Gen 2022. Essendo l'edificio regolare in pianta ed in elevazione è stata adottata una modellazione globale a telaio equivalente. I maschi murari, costituiti da un unico paramento, sono stati modellati come elementi monodimensionali di tipo "beam" con deformabilità flessionale e a taglio, sezioni pari a quelle rilevate in situ e altezza pari all'altezza netta di interpiano. Il contributo dei blocchi di muratura al di sopra e al di sotto delle aperture costituenti le fasce è stato trascurato in quanto questi presentano spessori ridotti per l'alloggiamento di avvolgibili e termosifoni. I cordoli di piano, che svolgono la funzione di distanziatori tra due maschi murari adiacenti e ne consentono l'accoppiamento parziale, sono modellati con elementi tipo "beam" con cerniere plastiche a taglio e a flessione. Le proprietà meccaniche della muratura sono definite sulla base dei valori ricavati mediante uno specifico studio sperimentale. Per i maschi murari in mattoni forati, con fori disposti in orizzontale, i meccanismi di rottura nel piano medio sono esclusivamente per pressoflessione e taglio-scorrimento, tipici delle murature soggette a carichi assiali modesti. Figura 3 riporta il comportamento isteretico implementato nelle cerniere plastiche utilizzate per i maschi murari.

Le attuali norme italiane non contengono indicazioni specifiche per la definizione del comportamento delle pareti in laterizio ad alto indice di foratura con i fori disposti in orizzontale. Per questo motivo sono state effettuate scelte di modellazione specifiche per la tipologia costruttiva dell'edificio suffragate anche da prove di laboratorio per evidenziare le modalità di collasso di questa tipologia strutturale (Labò e Marini, 2022). In generale, le scelte di modellazione adottate prevedono l'assunzione di un modulo di elasticità assiale pari a 2300 MPa ed il calcolo della resistenza nel piano delle pareti secondo le formulazioni previste dalle norme per le costruzioni in muratura limitando la resistenza a compressione ad 1,50 MPa, ovvero il valore medio misurato nelle prove sperimentali, ed il drift ultimo per presso-flessione in un intervallo compreso tra lo 0,25% e l'1%. Infatti, a differenza delle pareti in muratura storica, costituite da blocchi pieni in pietra o laterizio e malta di calce, che presentano un comportamento nei confronti della presso-flessione nel piano medio di tipo elasto-plastico con un buon livello di duttilità, le pareti realizzate con blocchi forati (ad alto indice di foratura) disposti in orizzontale e legati con malta cementizia mostrano una duttilità molto limitata dovuta alla rottura fragile dei setti costituenti il blocco di laterizio che possono risultare più deboli rispetto ai giunti di malta.

Per lo studio del comportamento a presso flessione nel piano è stato condotto uno studio numerico e sperimentale, volto ad accertare il drift ultimo associato a tale meccanismo, che risulta fondamentale e dominante la risposta sismica dell'edificio. I risultati di tale studio hanno mostrato una ridotta capacità di deformazione laterale dei setti in laterizio variabile da 0,25% a 1%. Ciò ha portato a fissare cautelativamente a 0,25% il drift ultimo (Labò e Marini, 2022). È stata inoltre valutata la risposta strutturale globale incrementando il drift ultimo dei maschi murari ad un valore intermedio di 0,5, ed infine all'1%, valore di riferimento della normativa vigente per i pannelli murari (NTC 2018 §7.8.2.2.1). La resistenza e la capacità deformativa offerte dalle pareti nei confronti del taglio-scorrimento sono state calcolate come prescritto dalle norme, adottando il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb con un coefficiente di attrito pari a 0,4. Gli elementi in c.a., costituiti da travi, cordoli e pilastri interni, sono stati modellati secondo le geometrie rilevate, con proprietà meccaniche corrispondenti a quelle del calcestruzzo C20/25 e dell'acciaio FeB32k. Come per i maschi murari anche gli elementi in c.a. sono stati introdotti nel modello numerico come elementi monodimensionali di tipo "beam" con deformabilità flessionale ed a taglio e con le relative cerniere plastiche. Nella figura 4 sono rappresentati i comportamenti isteretici implementato nelle cerniere plastiche a taglio e presso-flessione implementati nel modello numerico. La rigidezza degli elementi in c.a. è stata abbattuta del 25% in modo da computare la loro fessurazione, mentre la capacità delle cerniere plastiche è definita dal software in conformità ai dettami normativi contemplati dall'Eurocodice 8.

I solai di piano sono stati modellati come diaframmi infinitamente rigidi nel piano, successivamente ne è stata verificata la capacità considerando un meccanismo resistente nel piano ad archi, catene e ripartitori (Marini et al., 2022).

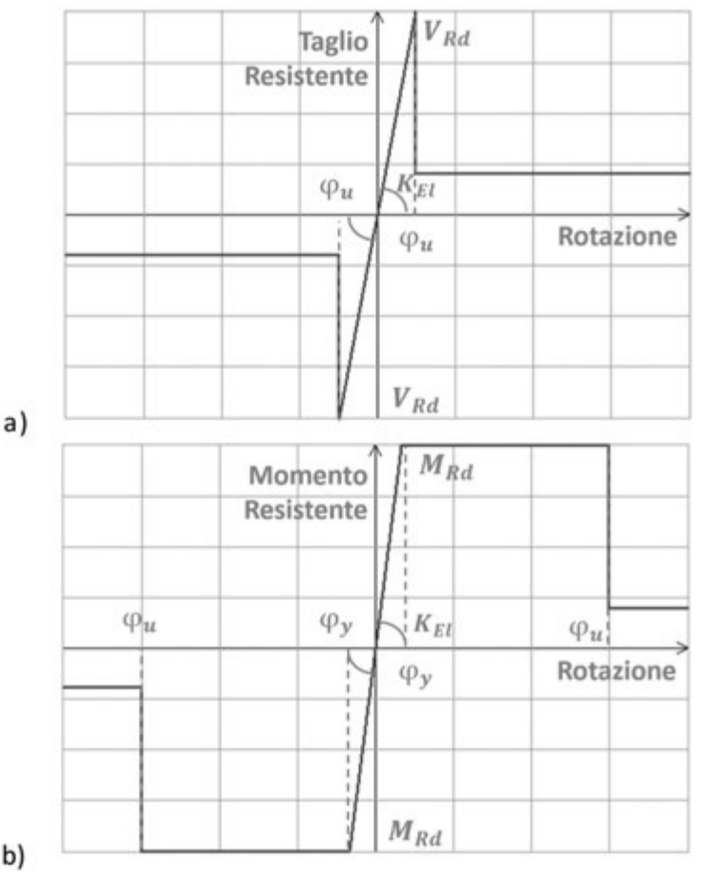


Fig. 4 | Legame isteretico e capacità delle cerniere plastiche: a) taglio, b) a Presso-Flessione.

4. Analisi dell'edificio nello stato di fatto

Attraverso analisi statiche non lineari sono state ottenute le curve di capacità dell'edificio nelle due direzioni principali, considerando due diverse distribuzioni delle forze d'inerzia per entrambe le direzioni principali dell'edificio (uniforme e proporzionale al primo modo di vibrare). La capacità dell'edificio è stata valutata al variare del drift ultimo selezionato per i maschi murari e successivamente confrontata con la domanda di spostamento a SLV. La figura 4 riporta le curve di pushover, la capacità (d_SLV) (corrispondente a 3/4 dello spostamento massimo della struttura), rappresentata da linee verticali di vario colore in base al drift ultimo considerato per i maschi murari, e la domanda a SLV, rappresentata dalla linea verticale grigia tratteggiata d_dem. Le curve di figura 5 corrispondono alla distribuzione più gravosa delle azioni sismiche nella direzione longitudinale, associata ad un andamento uniforme delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio.

Nella direzione longitudinale, il meccanismo di collasso dell'edificio è correlato al raggiungimento del drift ultimo per presso-flessione del primo maschio murario (figura 5). In particolare, assumendo come limite 0,25 % e 0,50 %, si attiva un meccanismo di collasso globale dovuto al raggiungimento della capacità ultima per presso-flessione di alcuni maschi murari snelli perimetrali.

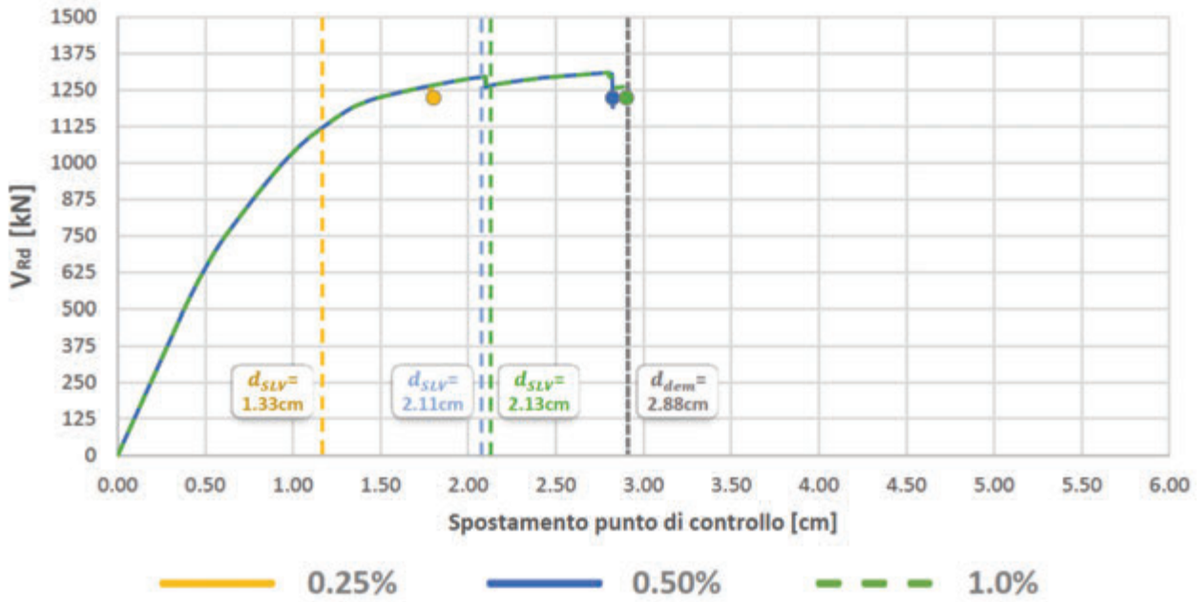


Fig. 5 | Curve di capacità dell'edificio sollecitato nella direzione longitudinale ottenute variando il drift ultimo a presso-flessionale dei maschi murari: 0.25% in giallo, 0.5% in blu e 1.0% in verde. Con linee tratteggiate verticali è riportata la domanda (ddem) e la capacità (dSLV) a SLV.

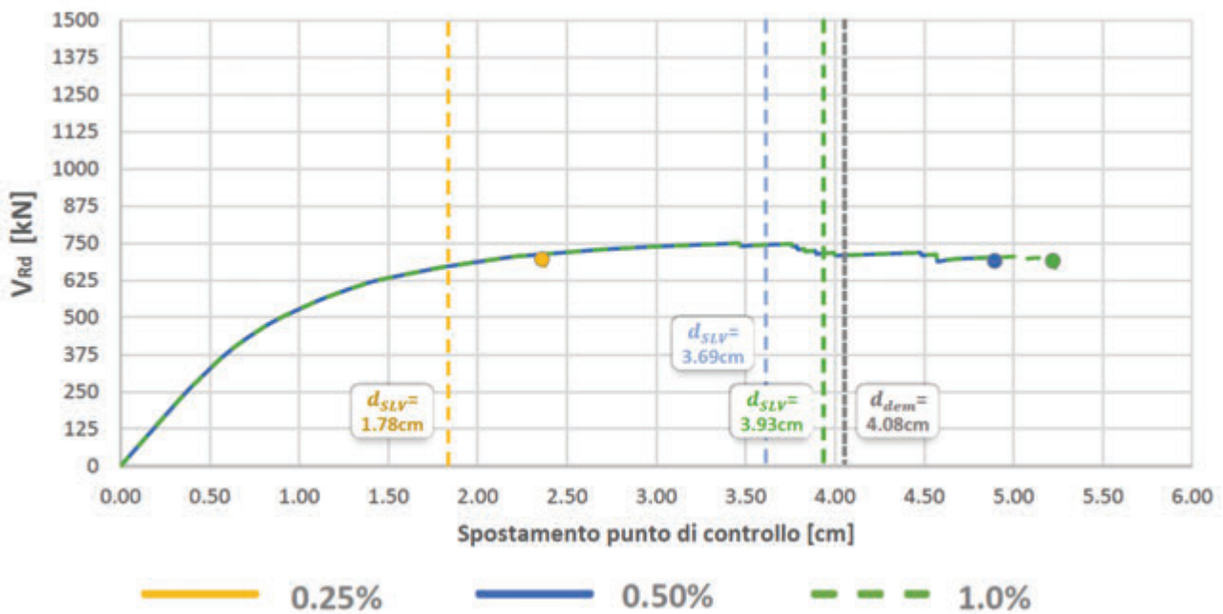


Fig. 6 | Curve di capacità dell'edificio sollecitato nella direzione trasversale ottenute variando il drift ultimo a presso-flessionale dei maschi murari: 0.25% in giallo, 0.5% in blu e 1.0% in verde. Con linee tratteggiate verticali è riportata la domanda (ddem) e la capacità (dSLV) a SLV.

In questa direzione l'indice di sicurezza sismica dell'edificio è pari a 0,46 per drift ultimo a presso-flessione pari a 0,25%. Incrementando il drift ultimo per presso-flessione a 1%, si raggiunge la capacità ultima per taglio-scorrimento di un maschio murario in prossimità del vano scala. In questo caso l'indice di sicurezza sismica è pari a 0,74. Analogamente, si riportano in figura 6 le curve di capacità per la direzione trasversale dell'edificio, considerando la distribuzione più gravosa delle azioni sismiche, corrispondente ad un andamento uniforme delle accelerazioni lungo l'altezza della costruzione. Lungo tale direzione l'edificio mostra indici di sicurezza sismica inferiori. Limitando il drift ultimo per presso-flessione a 0,25 %, il collasso avviene per il raggiungimento della capacità ultima dei maschi murari perimetrali snelli e paralleli alla direzione di sollecitazione (figura 5); l'indice di sicurezza sismica è pari a 0,44. Incrementando il drift ultimo a 0,50% il meccanismo di collasso globale dell'edificio non varia e l'indice di sicurezza associato è pari a 0,90. L'ulteriore incremento del drift ultimo a 1% comporta un aumento dell'indice di sicurezza sismica a 0,96 e un passaggio alla modalità di collasso per taglio-scorrimento di alcuni maschi murari perimetrali tozzi.

Dai risultati delle analisi statiche non lineari dell'edificio è quindi possibile osservare l'influenza diretta del drift ultimo per presso-flessione dei maschi murari sulla risposta globale dell'edificio e la relazione tra questo e l'indice di sicurezza sismica.

5. Concezione strutturale dell'intervento di riqualificazione

A seguito delle analisi condotte sull'edificio allo stato di fatto, con riferimento alle curve di capacità associate al minimo drift ultimo (0,25%) dei maschi murari per pressoflessione, vengono definiti i criteri per la concezione dell'intervento strutturale. Con l'obiettivo di abbattere le principali barriere alla riqualificazione del patrimonio edilizio esistente, l'intervento strutturale di rinforzo sismico è stato concepito in modo da essere installato esclusivamente dall'esterno, senza interrompere la funzionalità degli immobili, grazie all'inserimento di nuovi setti in acciaio disposti lungo il perimetro, vincolati alle travi di bordo ed ai cordoli esistenti e poggianti su un sistema di fondazioni indipendenti costituito da cordoli superficiali in c.a. e micropali infissi in profondità. Le nuove pareti in acciaio possono essere integrate con un sistema di efficientamento energetico, studiato per garantire un corretto isolamento del fabbricato e l'eliminazione di tutti i ponti termici. Per valorizzare il volume del sottotetto, è stata prevista inoltre la rimozione della copertura esistente, realizzando un attico di pari volumetria con due ampie terrazze ai lati; i nuovi spazi saranno realizzati utilizzando una struttura leggera in acciaio previo rinforzo strutturale del solaio esistente, sia per i carichi statici che per quelli sismici.

Il predimensionamento dei nuovi setti sismo-resistenti è stato eseguito tramite l'utilizzo di spettri di progettazione (Labò et al. , 2019) grazie ai quali, note la rigidezza iniziale e la capacità dell'edificio esistente e imponendo specifici obiettivi prestazionali per l'edificio rinforzato, è possibile ricavare la rigidezza e la capacità minima richiesta al nuovo sistema di rinforzo sismico agente in parallelo alla struttura esistente. I risultati delle analisi statiche non lineari dell'edificio, svolte considerando gli stringenti limiti di drift dei maschi murari esistenti, comportano la progettazione di un sistema di rinforzo piuttosto rigido, che mantenga la struttura esistente in campo elastico sia a SLV che allo stato limite di collasso (SLC), con limitate deformazioni, al fine di impedire la rottura fragile delle murature portanti e la conseguente perdita della capacità portante nei confronti dei carichi verticali. Il sistema di rinforzo prevede l'introduzione di setti sismo-resistenti con rigidezza 4 volte superiore rispetto a quella calcolata per la struttura esistente e valutata in configurazione fessurata. Nello specifico si prevede di introdurre 6 nuove pareti, di 3 diverse

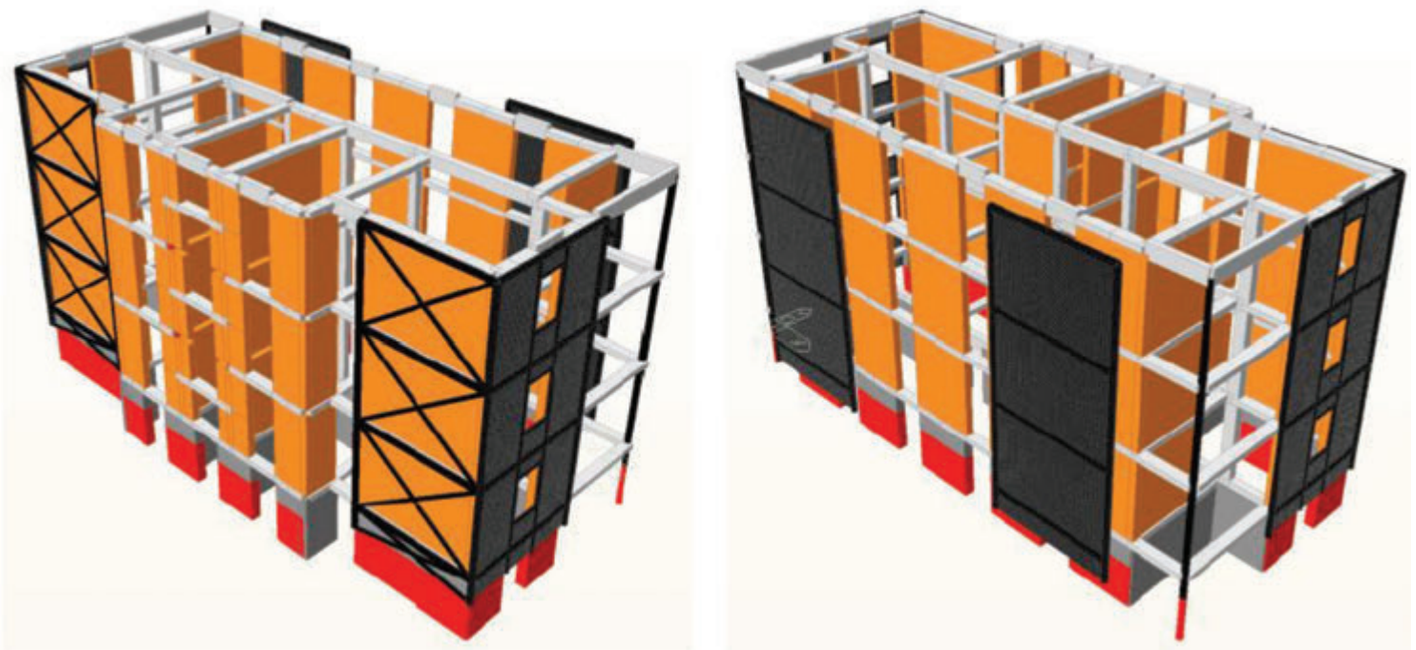


Fig. 7 | Viste tridimensionali dell'edificio rinforzato

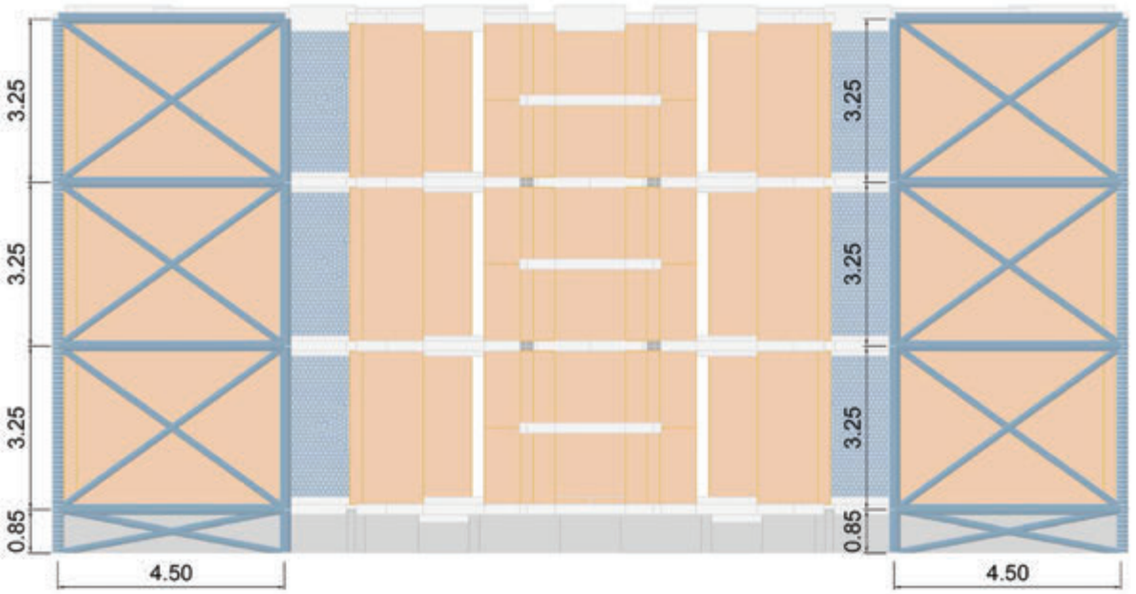


Fig. 8 | Prospetto Sud con le nuove pareti di rinforzo reticolari

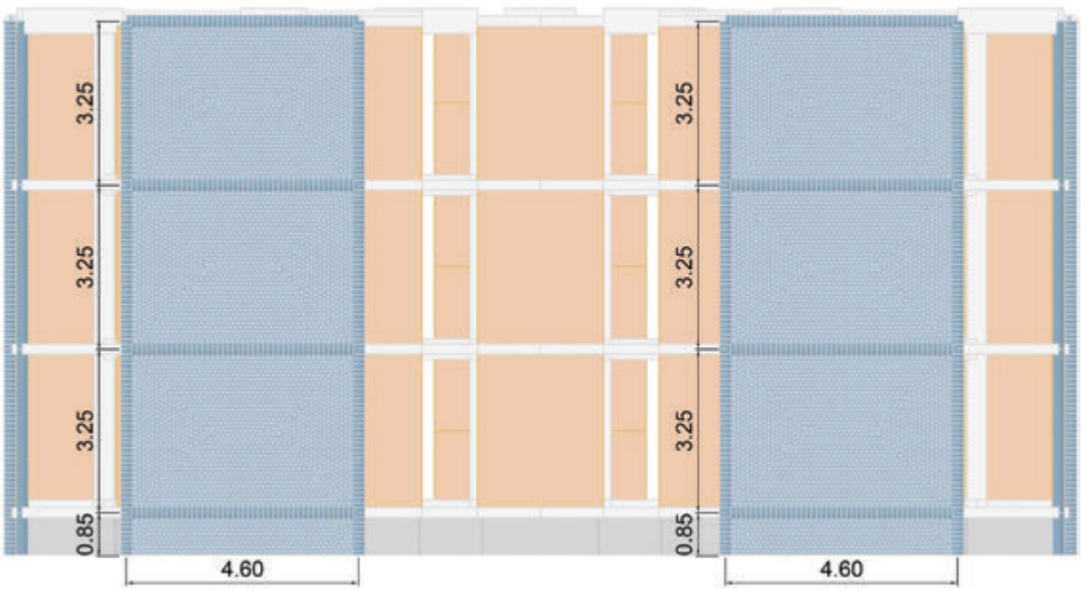


Fig. 9 | Prospetto Nord con le nuove pareti di rinforzo in lamiere microforate

tipologie, per ottemperare alle esigenze strutturali e architettoniche (figura 7).

Lungo la facciata sud vengono inserite 2 pareti sismo-resistenti, disposte simmetricamente in pianta ed in aderenza alle pareti prive di aperture. Le nuove pareti sono realizzate con profili commerciali a sezione circolare cava (montanti: 219,1 mm, sp. 20 mm; diagonali: Φ139,7mm, sp. 16 mm, figura 8).

Lungo la facciata nord vengono inserite 2 pareti sismo-resistenti disposte simmetricamente in pianta. Queste nuove pareti presentano montanti e correnti realizzati con profili cavi a sezione circolare (verticale: 219,1 mm, sp. 20 mm; orizzontale: Φ139,7 mm, sp. 16 mm) e pannelli d'anima costituiti con lamiere di acciaio macroforate (sp. 8 mm; 50% percentuale di foratura) (figura 9). Le fondazioni delle nuove pareti sismo resistenti sono costituite da una trave in c.a. (0,6x1x7 m3) e 7 micropali (Φ150 mm, L=15 m, N=243 kN); figura 10 ne riporta un esempio.

Queste pareti sono posizionate a 1 m dalla facciata esistente al fine di creare lo spazio per nuovi balconi, in continuità con quelli esistenti lungo la facciata sud. La lamiera macroforata è qui impiegata oltre che con funzione strutturale anche per assicurare adeguati rapporti areo illuminanti al nuovo balcone e la corretta ventilazione degli alloggi.

Lungo le facciate est e ovest vengono inserite 2 nuove pareti sismo-resistenti (una per lato), disposte simmetricamente in pianta ed in aderenza alle pareti preesistenti, nel rispetto delle finestrature presenti. I montanti ed i correnti sono i medesimi concepiti per i

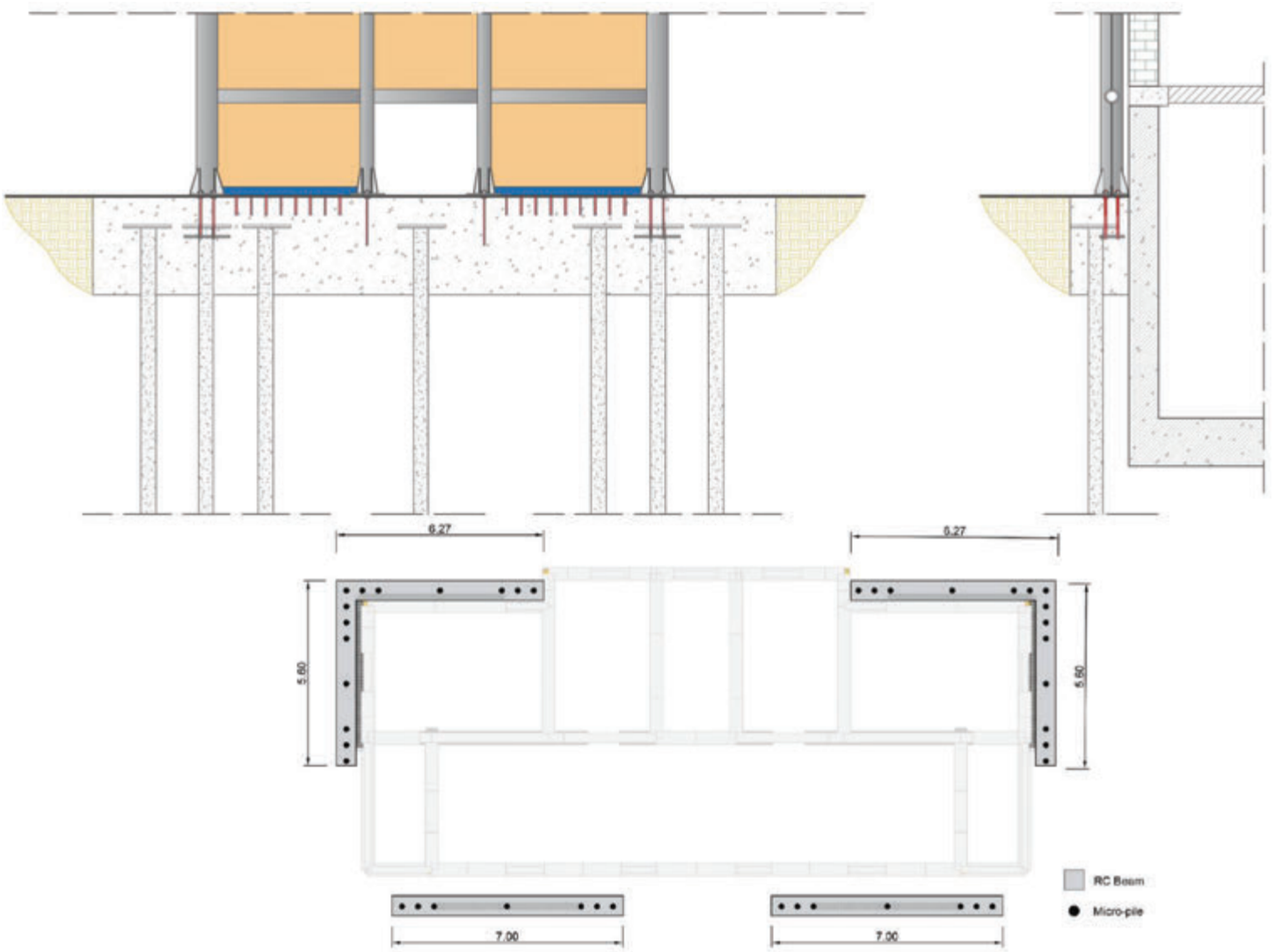


Fig. 10: Rappresentazione delle nuove travi di fondazione in c.a. dotate di 7 micropali ciascuna

rinforzi lungo il prospetto Nord mentre i pannelli d'anima sono realizzati in lamiera piena di spessore 4 mm.

L'esoscheletro è vincolato all'edificio esistente in corrispondenza di ciascun impalcato mediante spinotti Φ20 mm disposti con passo di 30 cm. Si prevede inoltre l'inserimento di una fascia marcapiano in acciaio 150x10 mm2 con funzione di ripartitore e di rinforzo del diaframma di piano.

I nuovi setti sismo-resistenti sono stati implementati nel modello a elementi finiti precedentemente concepito, introducendo elementi tipo "beam" per montanti, traversi e diagonali ed elementi di tipo "plate" per il pannello d'anima in lamiera. I montanti sono stati incernierati alla base. Il collegamento esoscheletro-edificio ad ogni impalcato è supposto rigido. L'acciaio è di tipo S355 mentre il comportamento non lineare degli elementi è modellato attraverso cerniere plastiche concentrate con legame elasto-plastico a trazione ed elasto-fragile a compressione, quest'ultimo determinato dal carico limite di instabilità dei profili tubolari.

I risultati delle analisi non lineari statiche (figure 12-13) evidenziano un netto incremento di rigidezza e resistenza dell'edificio rinforzato, necessari per mantenere la domanda di drift a SLV inferiore allo 0,25%, coerentemente con i criteri prestazionali stabiliti in fase di predimensionamento. A seguito dell'intervento di rinforzo, gli indici di sicurezza sismica risultano al di sopra dell'unità in entrambe le direzioni principali, assicurando il raggiungimento dell'adeguamento sismico per la struttura. Nella direzione trasversale (Y) si registra l'indice minore pari ad 1,10. Le curve sono state interrotte al raggiungimento della capacità ultima del maschio murario più vulnerabile nelle due direzioni, in questa condizione il nuovo sistema sismo-resistente risulta in campo elastico. I pannelli in lamiera macroforata, posti lungo il prospetto Nord, sono stati inoltre modellati attraverso il software Abaqus per valutarne la capacità e dimensionarne gli elementi di irrigidimento. Le connessioni con i solai di piano e con le fondazioni, realizzate con tecniche a secco e standardizzate, sono dimensionate sulla base delle azioni sollecitanti i setti in corrispondenza della domanda a SLV ottenute dalle analisi. I nodi tra montanti, traversi e diagonali (figura 14) sono pensati con un sistema a baionetta che garantisce possibilità di standardizzazione, rapidità e facilità di montaggio e smontaggio.

La soluzione di retrofit sismico è stata concepita per minimizzare il danno negli elementi strutturali e non strutturali anche per terremoti ad alta intensità dato il rischio di perdita della capacità

portante verticale dei maschi murari. Nella fase post-terremoto non ci si attende danno negli elementi strutturali esistenti e nuovi, né negli elementi non strutturali sensibili agli spostamenti di interpiano.

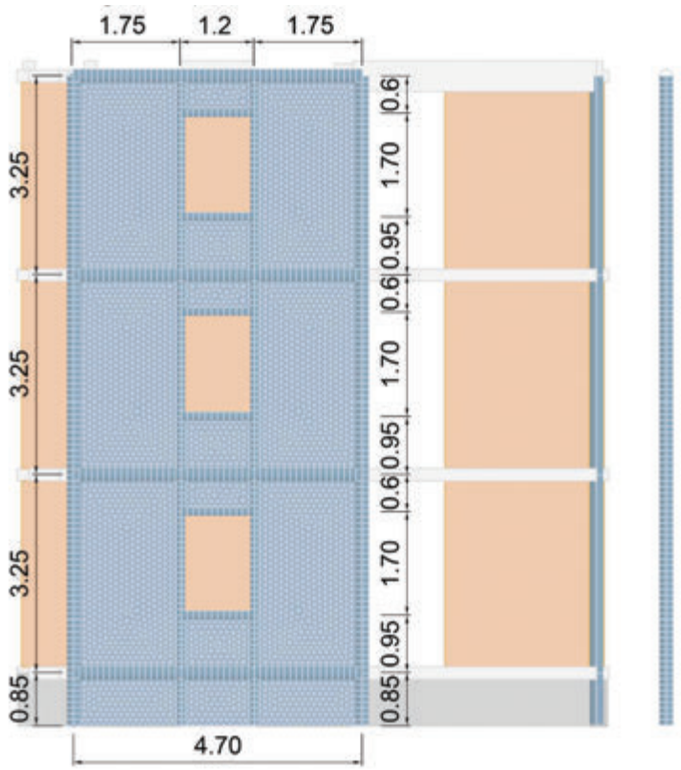


Fig. 11 | Prospetto Ovest (analogo per Est) con le nuove pareti di rinforzo in lamiere piena

Per questa tipologia di soluzione sovra resistente, tuttavia, ci si attende una possibile sovrasollecitazione dei diaframmi di piano e danno negli elementi non strutturali sensibili all'accelerazione (mobili, oggetti che potrebbero ribaltarsi, impianti idrici, di raffreddamento e di riscaldamento); tali vulnerabilità andranno opportunamente trattate. A fine vita, essendo gli elementi prefabbricati e modulari, il tempo di smontaggio è contenuto. In ottica "Life Cycle Thinking", i controventi ad X e le lamiere possono essere facilmente smontati e reimpiegati mentre gli elementi di acciaio non riutilizzabili possono essere inviati ad un impianto di riciclaggio.

6. Riqualificazione architettonica ed energetica

La ricomposizione architettonica delle facciate dell'edificio è stata studiata con l'obiettivo sia di rinnovarne l'immagine, evidenziando il ruolo strutturale dei nuovi componenti in acciaio e rafforzando il senso della presenza originale sugli spigoli interni della veranda del tubo Mannesmann, sia di conservare il carattere figurativo murario che rende coerente l'edificio al suo contesto. A questo scopo, si è optato per un principio progettuale di rivelazione graduale della struttura, che ha portato a mostrare sul fronte principale a sud-est, rivolto verso il cortile di accesso, solo le componenti principali della struttura antisismica, per poi dichiarare esplicitamente la loro presenza e configurazione sul fronte a nord-ovest, svelandone la maglia strutturale, i controventi e i profili. La modifica più importante è operata sulla copertura, il cui volume viene redistribuito, a pari quantità, nella porzione centrale, col duplice obiettivo di rafforzarne l'emersione, oggi appena accennata, e creare un ulteriore appartamento dotato di ampie terrazze, in luogo di un sottotetto ora non praticabile (figura

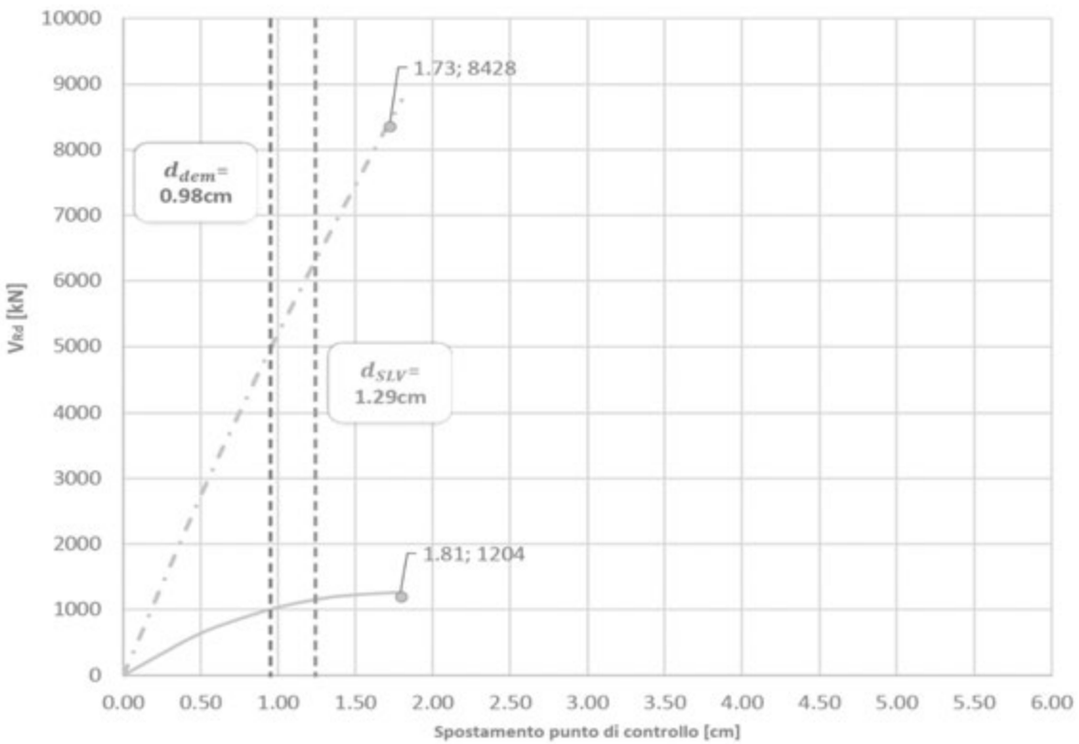


Fig. 12 | Confronto tra le curve di capacità pre-intervento (linea continua) e post-intervento (linea tratteggiata) in direzione longitudinale X

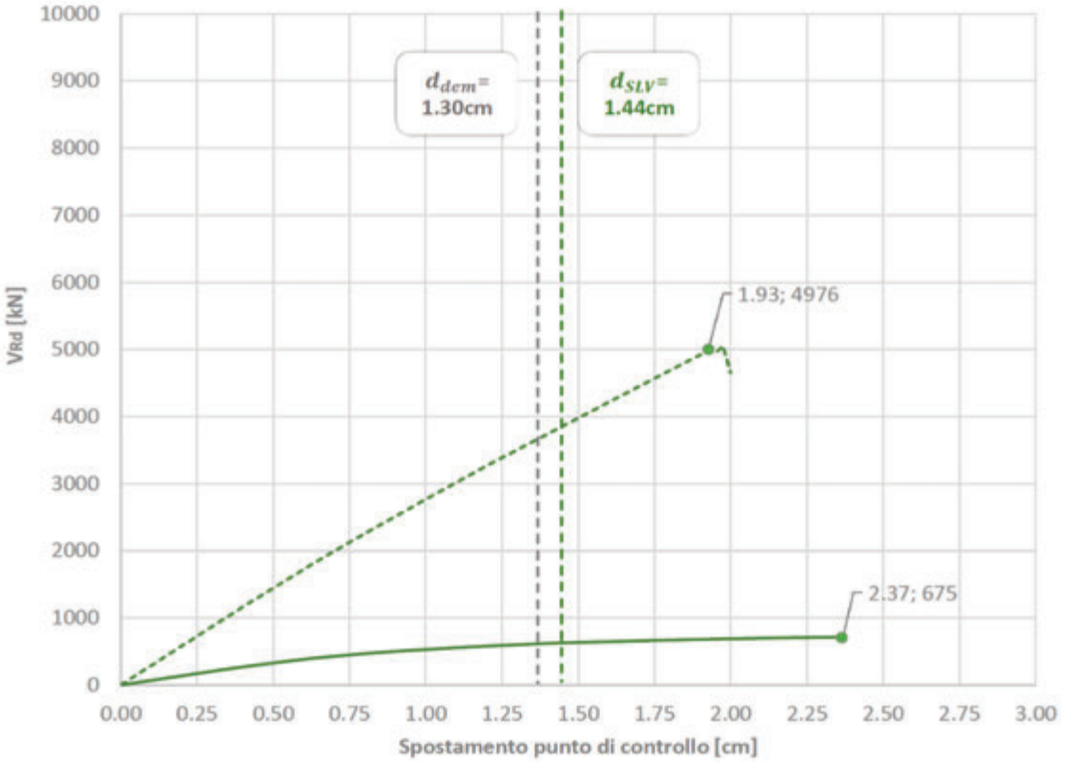


Fig. 13 | Confronto tra le curve di capacità pre-intervento (linea continua) e post-intervento (linea tratteggiata) in direzione trasversale Y

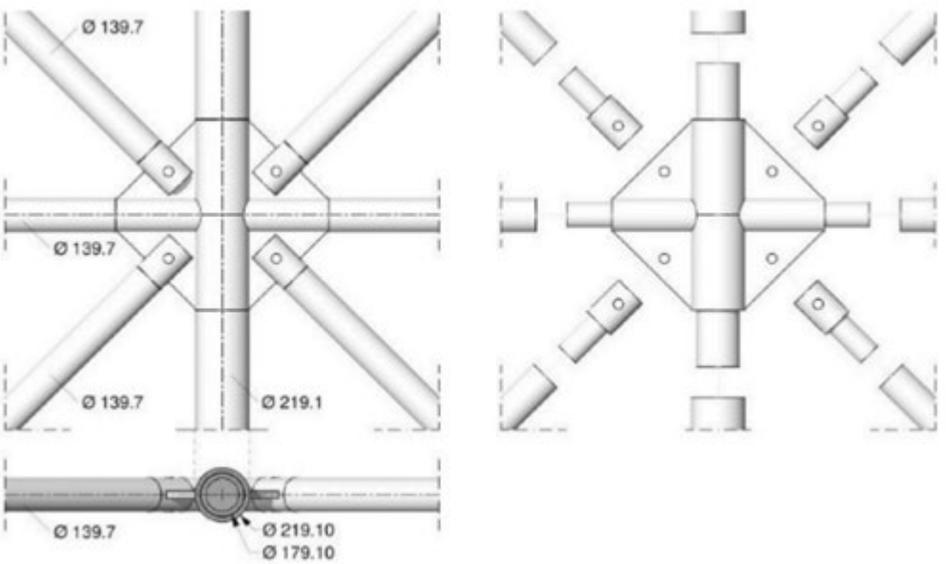


Fig. 14 | Dettaglio dei nodi di connessione per le reticolari in acciaio.

15). I piani di facciata vengono moderatamente riarticolati attorno alla partitura delle aperture, mediante sfalsamenti minori e cambio di materiale di pannellatura per definire una trama compositiva che rafforzi il carattere dei prospetti senza alterarne la maglia.
Come soluzione tecnologica è stata adottata la facciata ventilata per i lati corti e il prospetto sud-est, tranne che per il volume sporgente, per il quale, non necessitando di setti di controventamento e quindi di uno spessore maggiore di controparete per accoglierli, è stato previsto un cappotto con rivestimento in pannelli. Per il fronte principale rivolto a sud-est in affaccio sul cortile, come per i fronti laterali, è stato previsto, in prevalenza, un rivestimento in pannelli di cemento rinforzato con fibra di vetro (GRC – Glass Reinforced Concrete) dai colori caldi che richiamano le cromie del laterizio e, in maniera puntuale, una finitura in pannelli di legno volta a rafforzare la scansione verticale o orizzontale data dalle aperture esistenti. È presente un rivestimento in legno caratterizzato da un leggero sfalsamento rispetto al filo della facciata principale, dando luogo a nicchie di limitata profondità caratterizzate da un andamento regolare o da una leggera strombatura.
Entrambe le tipologie di rivestimento si interrompono in

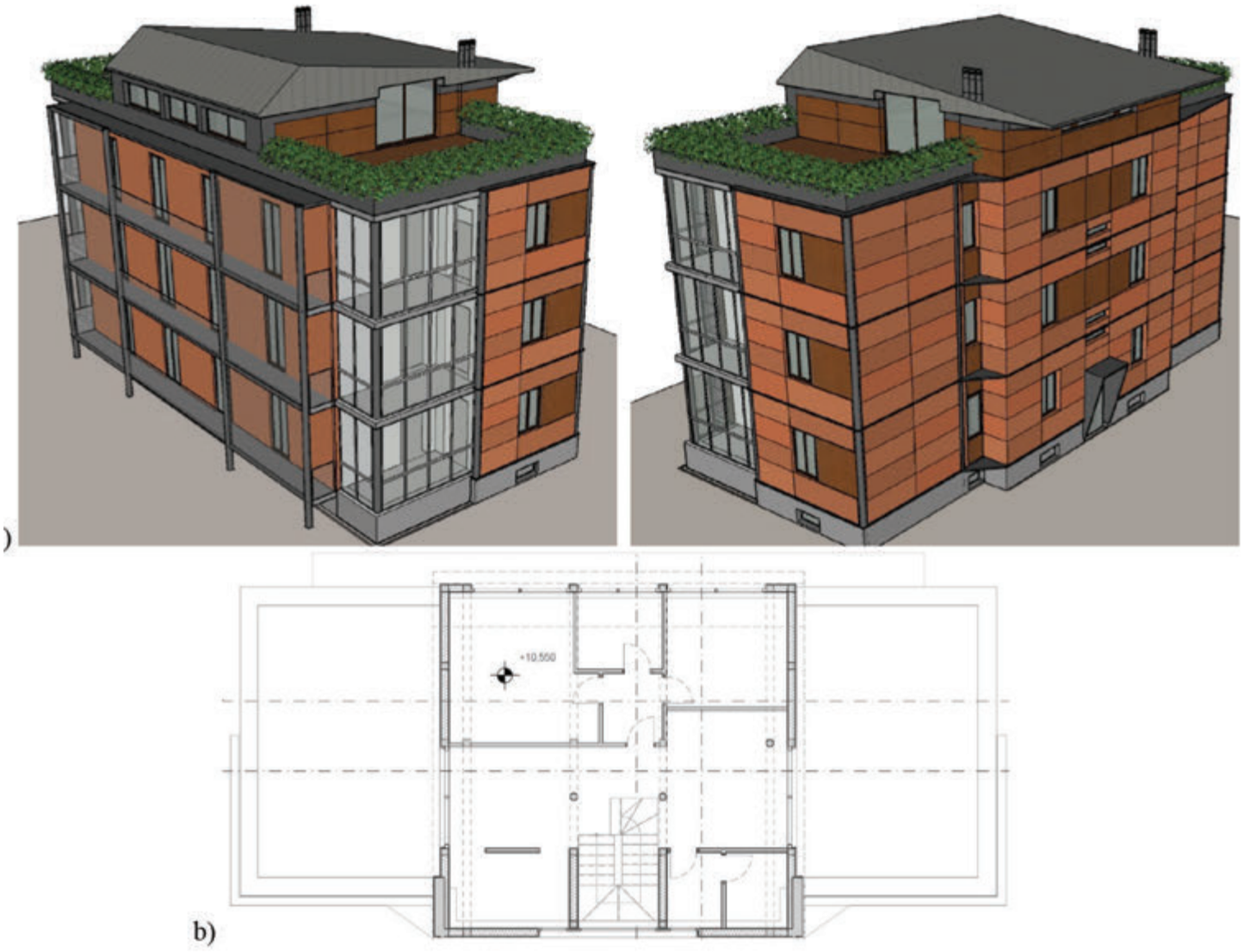


Fig. 15 | a) Rappresentazione dell'edificio post intervento; b) pianta del nuovo attico (a cura Arch. Filippo Simonetti)

corrispondenza dei montanti di dimensione maggiore e di sottili fasce marcapiano con funzione strutturale che segnano interamente il prospetto sud-est e parzialmente i lati corti, arrestandosi all'incontro con le verande; in corrispondenza dello sfalsamento del piano di facciata a sud-est, l'elemento marcapiano aumenta la sua larghezza al fine di incatenare anche il volume centrale sporgente. Le finestre del vano scala vengono rimodulate sulla base del nuovo disegno di facciata, dando luogo a tagli orizzontali che riprendono il modulo della porta di ingresso al piano terra e dei pannelli in legno ai piani superiori. La porta di ingresso è protetta da una pensilina in lamiera dalla leggera pendenza che incornicia l'apertura con due ali laterali che si rastremano scendendo verso il basso. Il fronte nord-ovest, che presenta un cappotto rifinito ad intonaco, è oggetto di modifiche riguardanti l'ampliamento delle finestre esistenti in portefinestre e il prolungamento lungo tutta la facciata del balcone, che conferisce continuità alla facciata diventandone un elemento di continuità.

Un parapetto in vetro corre lungo il perimetro interrompendosi in prossimità dei setti controventanti caratterizzati da una lamiera con una trama macroforata, studiata per garantire corretti rapporti aeroilluminanti agli ambienti che presentano aperture in corrispondenza. Il basamento dell'edificio è interessato invece da un rivestimento in pannelli tipo Aquapanel con intonacatura.

Dal punto di vista energetico, l'edificio oggetto dell'intervento di riqualificazione presenta delle prestazioni scarse. La procedura di diagnosi energetica ha richiesto la valutazione dell'edificio nel suo complesso, tenuto conto di tutti i servizi energetici ed impianti in esso presenti. Il rilievo delle caratteristiche dell'edificio è stato effettuato con riferimento sia alle strutture disperdenti esterne sia ai sottosistemi impiantistici. L'analisi è stata eseguita applicando le specifiche tecniche UNI/TS 11300 ed adottando la modalità di valutazione A3 (Tailored Rating). Dall'analisi effettuata risulta che l'edificio allo stato di fatto può essere classificato in classe F, con una prestazione energetica globale di 233,43 kWh/m2 anno.

La riqualificazione energetica dell'edificio è stata attuata agendo sull'involucro, così da ridurre le dispersioni e, di conseguenza, il fabbisogno energetico del fabbricato. L'intervento concepito consiste nella coibentazione degli elementi opachi verticali mediante l'aggiunta di un rivestimento termoisolante e nella sostituzione dei serramenti esterni con nuovi elementi ad alta

efficienza energetica. Per quanto riguarda le chiusure verticali, lungo le pareti si prevede di aggiungere uno strato di pannelli in Stiferite di spessore 14 cm, tranne che per la facciata nord per la quale sono sufficienti 8 cm. La classe energetica conseguibile attraverso questi interventi è la B, con una prestazione energetica globale di 83,95 kWh/m2 anno.

Conclusioni

Il presente lavoro ha riguardato la proposta di un intervento di riqualificazione integrata (sismica, architettonica, energetica) per un caso studio costituito da un edificio del secondo dopoguerra sito a Salò nella provincia di Brescia. L'edificio, oltre ad essere caratterizzato da proprietà energetiche scarse (classe energetica F), presenta scarse proprietà strutturali in quanto realizzato con muri portanti in laterizio ad alta percentuale di foratura con fori disposti orizzontalmente. Tale tipologia strutturale, ampiamente utilizzata nel nord Italia in quel periodo storico per far fronte alla crescente domanda abitativa, presenta delle vulnerabilità sismiche significative in quanto i maschi murari così realizzati sono caratterizzati da una limitata capacità deformativa, prima di manifestare una perdita fragile della capacità sia nei confronti dei carichi statici gravitazionali sia sismici.

La scelta dell'intervento di riqualificazione integrata è ricaduta sull'utilizzo di esoscheletri in acciaio, in modo da rispettare i principi del "Life Cycle Thinking", qui declinati nella possibilità di evitare la rilocazione degli abitanti durante i lavori (rinforzo esclusivamente dall'esterno), nell'uso di sistemi prefabbricati a secco con connessioni standardizzate e nell'adozione di elementi facilmente smontabili, potenzialmente riutilizzabili o al più riciclabili a fine vita. Le analisi condotte sull'edificio considerato hanno mostrato l'influenza determinante del drift ultimo a presso-flessione dei maschi murari sulla risposta sismica dell'edificio e sul conseguente dimensionamento dell'intervento strutturale. Infatti, per far fronte alla limitata capacità deformativa dei maschi murari è stato necessario proporre una soluzione di retrofit rigida che mantenga il nuovo sistema rinforzato (edificio esistente più rinforzo) in campo elastico anche per terremoti di alta intensità. L'introduzione del sistema di rinforzo in acciaio, costituito sia da tubolari cavi che da pannelli in lamiera, consente di conseguire l'adeguamento sismico, con indici di sicurezza sismica ampiamente al di sopra dell'unità. La ricomposizione architettonica delle facciate dell'edificio è stata studiata con l'obiettivo sia di rinnovarne l'immagine, evidenziando il ruolo strutturale dei nuovi componenti in acciaio e rafforzando il senso della presenza originale sugli spigoli interni della veranda di tubi Mannesmann, sia di conservare il carattere figurativo murario che rende coerente l'edificio al suo contesto. L'intervento di efficientamento energetico, con l'applicazione di elementi coibentanti, consente il raggiungimento di una classe energetica B.

Ringraziamenti

Lo studio presentato in questo articolo è stato in parte sviluppato nell'ambito delle attività dei programmi di ricerca ReLUIS-DPC 2019 – 2021, finanziati dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri—Dipartimento della Protezione Civile (DPC), nello specifico "WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati".

Si ringrazia l'Arch. E. Curto per aver condotto le analisi energetiche, TecnoLab Val Brembilla per la modellazione dei nodi strutturali, l'Ing. M. Bassetti per le analisi condotte sulla lamiera macroforata, l'Avv. P Brambilla per il supporto giuridico, Concreta srl per aver coordinato il progetto. Le opinioni e le conclusioni presentate sono quelle degli autori e non riflettono necessariamente quelle degli enti e delle persone ringraziate.

BIBLIOGRAFIA

Artola, I., Rademaekers, K., Williams, R., Yearwood, J. (2016). Boosting Building Renovation: What potential and value for Europe? Brussels: Policy Department A: Economic and Scientific Policy - European Parliament. Retrieved from http://www.europarl.europa.eu/studies

BPIE. (2011). Europe's buildings under the microscope: A country-by-country review of the energy performance of the buildings. Brussel.

Faiella, D., Faella, V., Alaio, E., Mele, E. (2019). Adeguamento sismico di edifici esistenti in c.a. tramite esoscheletro diagrid. Costruzioni Metalliche (5), 9-23.

Krimgold, F., Hattis, D., Green, M., (2004). Incremental seismic rehabilitation of multifamily apartment buildings: providing protection to people and buildings. Washington, D.C.: U.S. Dept. of Homeland Security: FEMA.

La Greca, P., Margani, G. (2018). Seismic and Energy Renovation Measures for Sustainable Cities: A Critical Analysis of the Italian Scenario. Sustainability, 10(1), 254. doi:10.3390/su10010254

Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Riva, P. (2019). Design spectra for the preliminary design of elastic seismic retrofit solution from the outside. 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - COMPDYN. Crete: 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2019).

Labò, S., Marini, A. (2022). In-plane flexural behavior of hollow brick masonry walls with horizontal holes. Sottomesso per possibile pubblicazione in Engineering Structures.

Labò, S., Passoni, C., Marini, A., Belleri, A. (2020). Design of diagrid exoskeletons for the retrofit of existing RC buildings. Engineering Structures, 220. Retrieved from https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110899

Manfredi, V., Santansiero, G., Masi, A., Ventura, G. (2021). The High-Performance Dissipating Frame (HPDF) System for the Seismic Strengthening of RC Existing Buildings. Sustainability, 13(4). Retrieved from https://www.mdpi.com/2071-1050/13/4/1864

Marini, A., Belleri, A., & Passoni, C. (2018). Life cycle perspective in RC building integrated renovation. Florence: XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair.

Marini, A., Passoni, C., Belleri, A., Feroldi, F., Preti, M., Metelli, G., Plizzari, G. (2017). Combining seismic retrofit with energy refurbishment for the sustainable renovation of RC buildings: a proof of concept. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1-21. doi:10.1080/19648189.2017.1363665

Marini, A., Passoni, C., Riva, P., Negro, P., Elvira, R., Taucer, F. (2014). Technology option for earthquake resistant, eco-efficient buildings in Europe: Research needs. Publications Office of the European Union. doi:10.2788/68902

Passoni, C., Guo, J., Christopoulos, C., Marini, A., Riva, P. (2020). Design of dissipative and elastic high-strength exoskeleton solutions for sustainable seismic upgrades of existing RC buildings. Engineering Structures, 221. Retrieved from https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111057

Passoni, C., Marini, A., Belleri, A., Menna, C. (2021). Redefining the concept of sustainable renovation of buildings: State of the art and an LCT-based design framework. Sustainable Cities and Society, 64. doi:10.1016/j.scs.2020.102519

Reggio, A., Restuccia, L., Martelli, L., Ferro, G. A. (2019). Seismic performance of exoskeleton structures. Engineering Structures, 198. Retrieved from https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109459

Sancin, L., Bedon, C., Amadio, C. (2021). Novel Design Proposal for the Seismic Retrofit of Existing Buildings with Hybrid Steel Exoskeletons and Base Sliding Devices. Open Civil Engineering Journal, 15, 74-90. doi:10.2174/1874149502115010074

Santansiero, G., Masi, A., Manfredi, V., & Ventura, G. (2021). Requalification of RC Frame Apartment Buildings: Comparison of Seismic Retrofit Solutions Based on a Multi-Criteria Approach. Sustainability. Retrieved from https://doi.org/10.3390/su13179962

Smiroldo, F., Paviani, I., Giongo, I., Zanon, S., Albatici, R., & Piazza, M. (2021). An Integrated Approach to Improve Seismic and Energetic Behaviour of RC Framed Buildings Using Timber Panels. Sustainability, 13(20). Retrieved from https://doi.org/10.3390/su132011304

Valluzzi, M. R., Masi, A. (Eds.). (2021). Low-Impact and Integrated Approaches for Seismic and Energy Retrofit of Built Heritage [Special Issue]. Sustainability.

Zanni, J., Cademartori, S., Marini, A., Belleri, A., Giuriani, E. P., Riva, P., Luitprandi, G. (2020). Riqualificazione integrata e sostenibile di edifici esistenti con esoscheletri a guscio prefabbricati: il caso studio AdESA. Colloqui ATE. Nuovi orizzonti per l'architettura sostenibile. Catania.

Zanni, J., Cademartori, S., Marini, A., Belleri, A., Passoni, C., Giuriani, E., Marchetti, A. L. (2021). Integrated Deep Renovation of Existing Buildings with Prefabricated Shell Exoskeleton. Sustainability. Retrieved from https://doi.org/10.3390/su132011287



Jacopo Zanni

Laureato in ingegneria edile, è attualmente assegnista di ricerca presso UniBg. I suoi temi di ricerca sono: il comportamento sismico delle strutture; lo studio di soluzioni di recupero incrementale di edifici esistenti; la concezione e la progettazione di soluzioni integrate energetiche, strutturali, architettoniche tramite esoscheletri in acciaio e in legno; e lo studio di metodi semplificati speditivi per la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in c.a., muratura e misti. Nella sua carriera ha collaborato alla verifica di vulnerabilità di edifici esistenti, alla verifica di prefattibilità di soluzioni di rinforzo e alla progettazione di interventi integrati sull'esistente.



Stefano Cademartori

Laureato in ingegneria edile e architettura, è attualmente dottorando di ricerca in Ingegneria e Scienze Applicate presso UniBg. Il suo principale tema di ricerca è lo studio degli aspetti strutturali delle soluzioni innovative per il recupero integrato del patrimonio edilizio esistente. Nel suo percorso di formazione ha approfondito lo studio delle soluzioni doppio involucro, sviluppando e testando nuove connessioni strutturali dissipative. Nella sua carriera ha collaborato alle verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ed alla concezione e progettazione di sistemi di rinforzo strutturale.



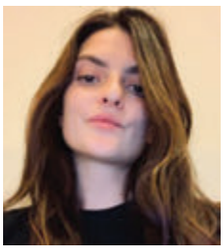
Simone Labò

Dottore di Ricerca in “Ingegneria e scienze applicate” e attualmente post-doc presso UniBg. Nel suo programma di ricerca si occupa dello studio numerico di soluzioni a doppio involucro energetico-strutturale per la riqualificazione integrata e sostenibile di edifici esistenti in calcestruzzo armato, in particolare esoscheletri tipo diagrid, sovraresistenti e dissipativi, e strutture responsive, sistemi che cambiano la loro risposta in funzione dell’intensità del terremoto. Nella sua carriera ha collaborato a progetti nazionali ed internazionali per il progetto di sistemi di rinforzo sostenibili ed integrati e ha prestato consulenze presso studi di progettazione per il progetto di edifici esistenti.



Michele Milesi

Laureato in Ingegneria delle costruzioni edili, è attualmente dottorando di ricerca in Ingegneria e Scienze Applicate presso UniBg. La sua tematica principale di ricerca è lo studio di soluzioni strutturali per la riqualificazione integrata del patrimonio edilizio esistente, con particolare attenzione agli aspetti della sostenibilità secondo i principi del Life Cycle Thinking. Durante il percorso di formazione ha approfondito lo studio delle connessioni in esoscheletri tipo diagrid applicati ad edifici esistenti in c.a. Nella sua carriera ha inoltre collaborato alla verifica di vulnerabilità sismica di edifici esistenti nonché alla progettazione di sistemi di rinforzo.



Chiara Passoni

Ricercatore RTDa in Tecnica delle Costruzioni presso il dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli studi di Bergamo. I suoi interessi di ricerca sono: il comportamento sismico delle strutture; la riabilitazione olistica strutturale ed energetica degli edifici esistenti; metodi di design innovativi basati sui principi del Performance Based Design e Life Cycle Thinking; sostenibilità delle costruzioni; valutazione della vita residua degli edifici esistenti. È autrice di papers su riviste nazionali ed internazionali, ha partecipato anche in qualità di speaker a conferenze internazionali ed è referente per alcune riviste di settore internazionali. Ha infine collaborato come consulente presso studi di progettazione per la valutazione di vulnerabilità sismica e il recupero di edifici esistenti.



Alessandra Marini

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli studi di Bergamo. I suoi principali campi di specializzazione sono: analisi di vulnerabilità e tecniche di mitigazione del rischio sismico degli edifici storici; riqualificazione integrata degli edifici esistenti in c.a. mediante soluzioni a esoscheletro per l’efficientamento energetico; riqualificazione architettonica e il rinforzo strutturale a minimo impatto ambientale; progettazione strutturale con approccio Life Cycle Thinking.



Andrea Belleri

Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso il dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli studi di Bergamo. I principali campi di ricerca riguardano il comportamento delle strutture in acciaio, lo sviluppo di sistemi strutturali sismo-resistenti innovativi, la riqualificazione strutturale di edifici esistenti con approcci integrati, l’applicazione di tecniche di monitoraggio e di identificazione dinamica su edifici e sistemi strutturali.



Paolo Riva

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso il dipartimento di Ingegneria e Scienze Applicate dell’Università degli studi di Bergamo, dove ricopre anche il ruolo di Direttore del Centro Laboratori di Ingegneria e del Laboratorio Prove Materiali. I suoi campi di specializzazione sono: analisi non-lineare delle strutture in c.a.; studio del comportamento delle strutture in c.a. sotto azioni sismiche; studio delle connessioni per strutture prefabbricate in zona sismica; analisi e miglioramento simico di strutture in muratura; analisi delle strutture in c.a. soggette ad incendio.



Filippo Simonetti

Architetto libero professionista, ha progettato sia architetture che piani urbanistici e territoriali in varie zone d’Italia, con diverse pubblicazioni e premi. Ha mantenuto un costante impegno nelle istituzioni bergamasche. È coordinatore tecnico del tavolo sviluppo e competitività di Bergamo. È amministratore unico di Concreta, startup innovativa dedicata alla ricerca ed alla promozione di progetti di rigenerazione urbana entro un quadro di sostenibilità e partecipazione sociale. È consulente per gli aspetti urbanistici e territoriali di Tenaris Dalmine SpA.

PONTE CICLOPEDONALE SUL TORRENTE MALLERO A SONDRIO

DUE ARCHI LATERALI A VIA INFERIORE

PEDESTRIAN BRIDGE OVER THE MALLERO STREAM IN SONDRIO

DOUBLE SIDE ARCHES TIED IN A HORIZONTAL DECK

Emanuele Barbera*, Giuseppina Bazzoni | Studio BARBERA E MEDICI Ingegneri Associati – Milano
Stefano Boninsegna | BoninsegnaStudio - progettazioni – Morbegno (SO)

L'articolo presenta un caso di ponte ciclopedonale ad arco in acciaio a via inferiore con soletta in calcestruzzo in cui le scelte progettuali sono state orientate alla durabilità e al contenimento della manutenzione con un'attenzione anche all'aspetto estetico.

This paper presents a case of a pedestrian bridge with tied steel arch and concrete deck for which the design has been oriented to durability and low maintenance needs paying attention also to the aesthetic.



Fig. 1 | Ponte sul torrente Mallero.

*Corresponding author. Email: info@barberaemedici.it

1. Premesse

La realizzazione dell'opera è ricompresa nel "*Programma Straordinario di interventi per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie delle città metropolitane e dei comuni capoluoghi di provincia*", di cui al D.P.C.M. 25.05.2016".

Il progetto si prefigge, alla scala comunale, di connettere i percorsi ciclabili e pedonali di "cintura", situati nella zona periferica a sud-ovest della Città, con il "Parco Adda Mallero Bartesaghi" e, alla scala sovracomunale, il collegamento con il "Sentiero Valtellina", ciclovia dell'Adda che collega il lago di Como a Bormio con un percorso lungo 114 km.

2. Scelte progettuali e descrizione dell'opera

La luce di attraversamento è stata fissata in 63 m per posizionare le spalle completamente al di fuori della sezione dell'alveo. La scelta della tipologia strutturale è caduta sulla soluzione ad arco a via inferiore che ben si adattava alla realizzazione di un collegamento totalmente in piano tra le due sponde e con un impalcato di spessore contenuto (50 cm) per il rispetto del franco idraulico.

Tale scelta si prestava ad una realizzazione fuori alveo e ad un successivo varo con autogru. A tale scopo risultava importante contenere il peso della struttura metallica in condizioni di varo.

Per ottimizzare il peso della struttura metallica si è adottato uno schema ad arco a spinta eliminata (figura 2) con un sistema di sospensione a rete di stralli (network arch bridge) che consente una forte riduzione delle sollecitazioni flettenti nell'arco e nell'impalcato nelle disposizioni di carico asimmetriche, con risparmio di peso sia dell'arco che delle travi longitudinali dell'impalcato. Altra apprezzabile caratteristica di questa disposizione degli stralli consiste nell'elevata rigidezza che rende il ponte anche poco sensibile alle vibrazioni indotte dall'eccitazione causata dalle persone che lo percorrono (la prima frequenza di oscillazione libera è a circa 3 Hz, al di fuori dell'intervallo di eccitazione della camminata e anche della corsa).

La larghezza complessiva dell'impalcato è di 5,58 m e comprende le due travi di bordo e la sede stradale della larghezza complessiva di 4,50 m (figura 3).

La struttura in acciaio è costituita da due arcate in profili tubolari tondi Ø508x10 mm in acciaio S355 calandrati a curvatura continua con freccia dell'arco di 10,5 m. Le due arcate sono poste in piani inclinati di 5° verso il centro della sezione (figura 4) e sono collegate tra loro da una tralicciatura a "K" anch'essa in tubi tondi Ø168,3×6,3 che lasciano un'altezza minima utile di 5 m per il passaggio del mezzo di soccorso.

In corrispondenza della radice i due archi si innestano nelle due travi di bordo che fungono anche da catena del sistema.

Le due travi longitudinali di bordo hanno sezione composta da lamiere saldate a formare una sorta di cassoncino aperto

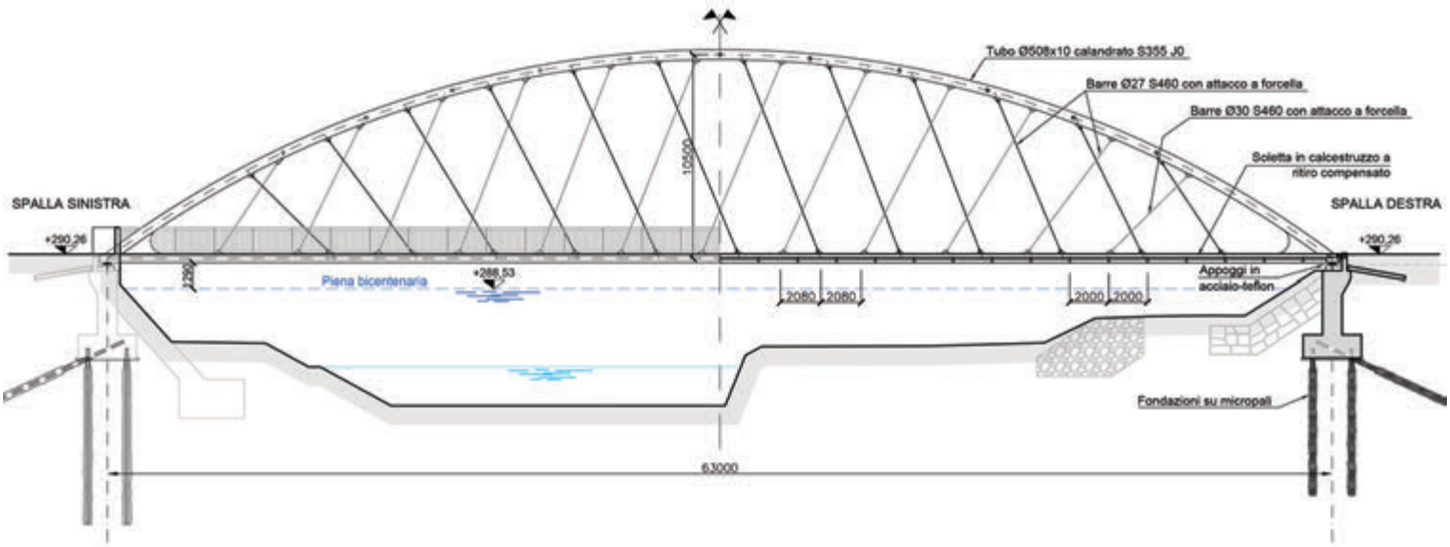


Fig. 2 | Sezione longitudinale.

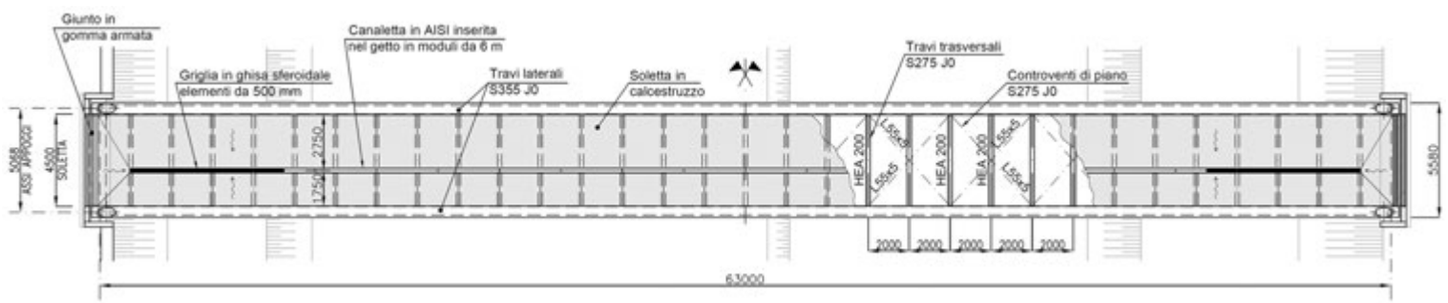


Fig. 3 | Pianta impalcato.

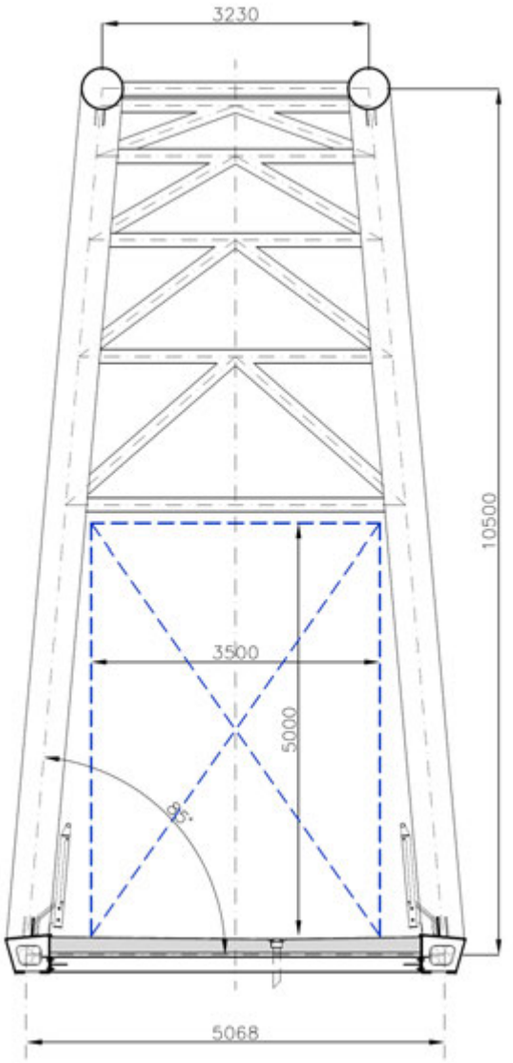


Fig. 4 | Sezione trasversale in mezzeria.

all'intradosso (figura 5) con le superfici di estradosso inclinate verso l'esterno, in modo da evitare ristagni d'acqua e le superfici esterne subverticali, in modo da risultare meno riflettenti. Le superfici interne verticali fungono da flangia di attacco per le travi trasversali e da contenimento per il getto della soletta.

La sezione a cassoncino consente di alloggiare diaframmi e irrigidimenti all'interno, ottenendo superfici esterne lisce e prive di zone di ristagno dell'acqua. All'interno delle travi di bordo sono previsti cavidotti per il passaggio di servizi, tra cui l'alimentazione delle luci che sono integrate nei parapetti.

Le travi trasversali sono in profili HEA200 poste a passo di 2 m. Sopra le travi è realizzata la soletta in calcestruzzo armato gettata su predalles e resa collaborante alle travi ed ai cassoncini mediante connettori tipo nelson (figura 6). L'estradosso della soletta ha pendenza strutturale verso l'interno dell'impalcato con spessore complessivo variabile tra 21 e 23,5 cm ed ingloba la canaletta di raccolta acque disposta a tutta lunghezza sulla linea di separazione tra la corsia pedonale e le corsie ciclabili, suddividendo la carreggiata in due porzioni di 1,5 e 2,5 m.

Lo spessore totale dell'impalcato, pari a 480 mm, è interamente contenuto nell'altezza delle travi di bordo. All'interno dello spessore occupato dalle travi trasversali è posizionata una tralicciatura di piano in profili angolari, necessaria durante le fasi di varo in cui non è ancora presente la soletta collaborante.

Per contenere il peso durante la fase di varo le predalles sono poste in opera successivamente.

La soletta è stata progettata e realizzata prestando particolare attenzione ad evitare fessurazioni da ritiro o da trazione, in modo da ottenere un calcestruzzo il più possibile impermeabile. A tale scopo è stato previsto un calcestruzzo a ritiro compensato e sono stati testati preventivamente diversi mix design ed a diversi dosaggi di additivo espansivo, confezionati presso la stessa centrale di betonaggio che poi avrebbe realizzato il getto. Sono state effettuate prove di ritiro su campioni prismatici secondo le UNI 11307/2008 e

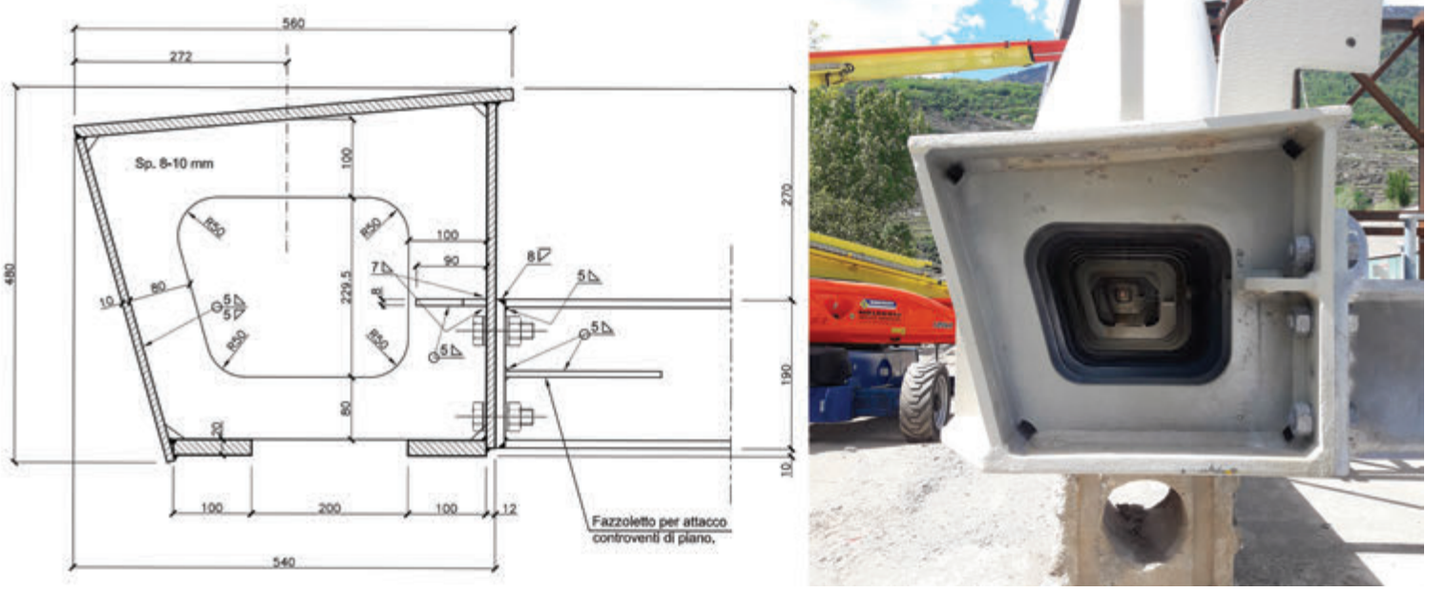


Fig. 5 | Dettaglio sezione cassoncino laterale: disegno (sx) e realizzazione (dx).

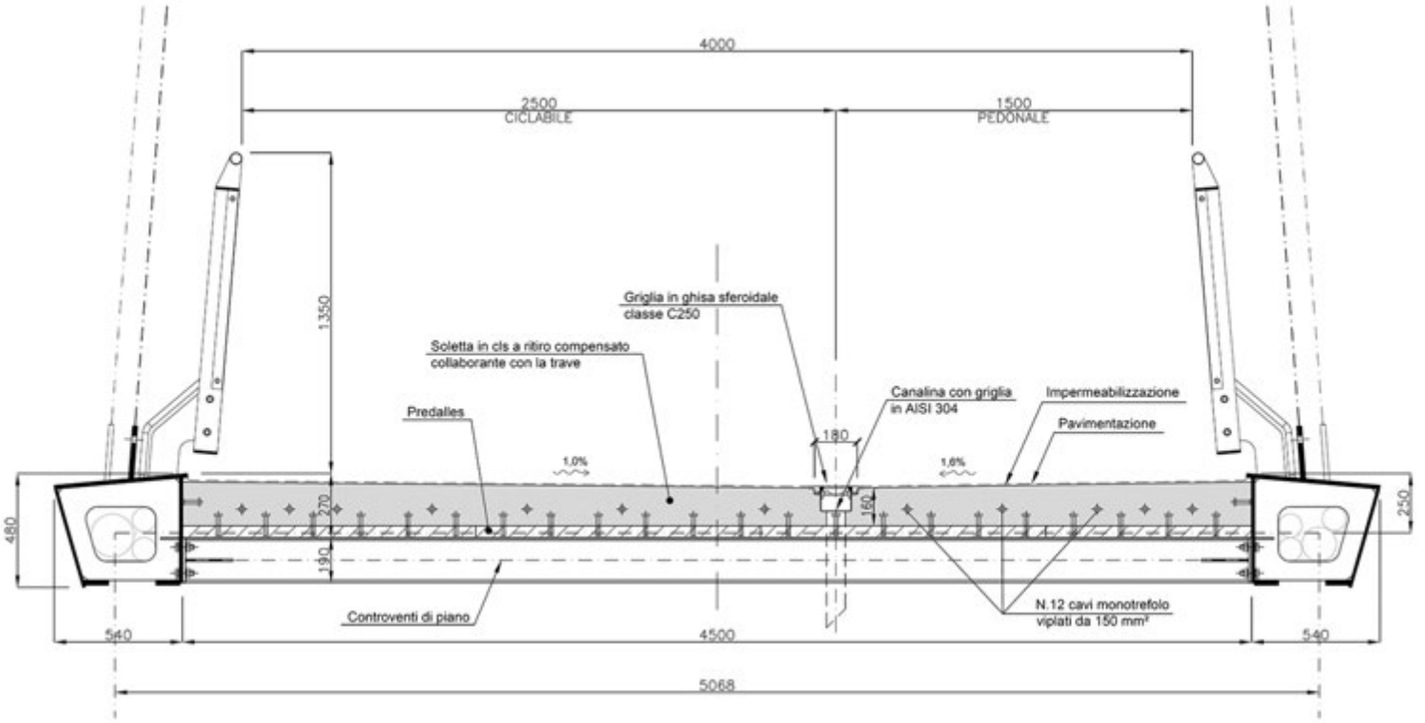


Fig. 6 | Sezione trasversale impalcato.

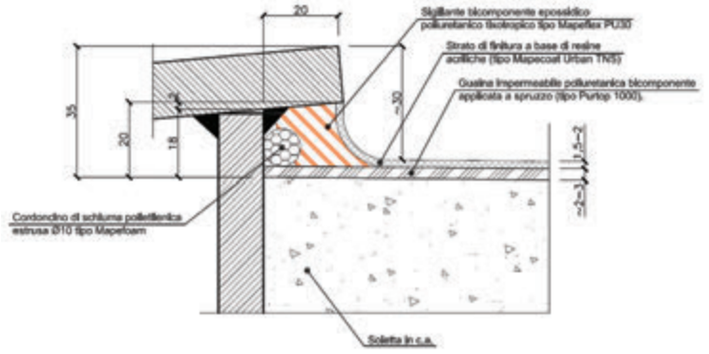


Fig. 7 | Dettaglio sigillatura trave di bordo.

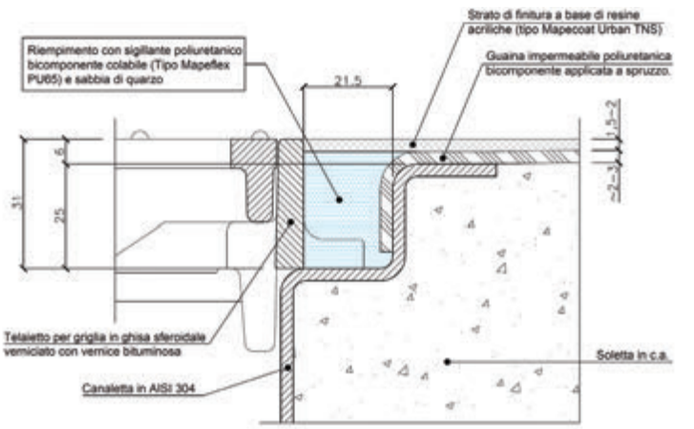


Fig. 8 | Dettaglio canaletta

sono stati realizzati anche due getti su campioni circa 2 × 4 m per verificare la lavorabilità e tarare lo slump ottimale da utilizzare in fase di getto.

La soletta è precompressa longitudinalmente e priva di giunti per tutta la lunghezza, in modo da non introdurre elementi di discontinuità che, nel tempo, potrebbero risultare zone di infiltrazioni d'acqua.

Sopra la soletta era comunque prevista, ed è stata realizzata, una pavimentazione impermeabile composta da uno strato di impermeabilizzazione in resina poliurea ed uno strato di usura in resina multistrato con spolvero di sabbia di quarzo.

Il punto delicato è l'interfaccia tra la soletta e la parete del cassoncino, che potrebbe costituire un punto di infiltrazione dell'acqua. Per realizzare al meglio il giunto la piastra di estradosso è stata fatta sporgere di 20 mm in modo da creare una piccola nicchia all'interno della quale realizzare una sigillatura in verticale con resina poliuretanica (figura 7).

Altro punto delicato è costituito dalla canaletta centrale di raccolta dell'acqua. La canaletta è realizzata in acciaio inox AISI 304 e solidarizzata al calcestruzzo della soletta mediante zanche distribuite lungo la canaletta stessa. Al fine di evitare punti di discontinuità lo strato di impermeabilizzazione è esteso fin dentro la canaletta (figura) che è dotata di un alloggiamento nel quale inserire e fissare, con resina poliuretanica, il telaietto in ghisa che funge da sede per la propria griglia (figura 9), in modo che, essendo le due parti perfettamente combacianti, la griglia risulti stabile all'interno del telaietto.

Gli stralli sono tiranti in barre tonde Ø27 e Ø30 in pezzo unico con attacchi a forcella e filettature rullate e zincate a caldo. Erano previsti in acciaio S460 ma sono stati forniti da Besista in S540 già



Fig. 9 | Dettaglio canaletta annegata nel getto con dente di appoggio per la griglia in ghisa con relativo telaio.

zincati a caldo, comprese le filettature.
Le strutture metalliche sono in acciaio S355 J0 per i tubi degli archi ed i cassoncini in composto saldato, mentre sono in S275 J0 per le travi trasversali HEA 200.
Tutte le strutture metalliche sono zincate a caldo; gli archi e le parti esterne dei cassoncini sono anche verniciati, mentre le travi HEA 200 dell'impalcato sono solo zincate; ciò per evitare di dover accedere all'intradosso del ponte per successive riverniciature. Gli stralli sono preverniciati a polvere.
Sia i cassoncini laterali che le arcate sono stati assemblati per segmenti mediante saldatura in opera testa a testa a piena penetrazione. La scelta della saldatura è stata fatta sia per motivi estetici, al fine di evitare flange o altre tipologie di nodo bullonato, sia per evitare discontinuità che possono costituire punti di infiltrazione dell'acqua. I lembi da saldare sono stati protetti durante la zincatura con vernice specifica per resistere all'immersione nel bagno di zinco, facilmente rimuovibile prima di effettuare la saldatura (figura 10).
Il progetto delle saldature è stato preventivamente verificato dall'Istituto Italiano della Saldatura (IIS) che ha in seguito effettuato verifiche sulle saldature realizzate in officina e su quelle realizzate in cantiere (figura 11). Nella giunzione dell'arco più sollecitata è stata prevista una saldatura ridondante mediante cordoni longitudinali all'intradosso ed all'estradosso in aggiunta



Fig. 10 | Dettaglio preparazione per la saldatura di giunzione dell'arco; si nota la fascia non zincata a cavallo della saldatura.



Fig. 11 | Controlli saldature in cantiere effettuati da IIS.

alla saldatura di testa (figura 10).
Il ponte è dimensionato per un carico variabile di 5 kN/m² (ponte di 3° categoria), considerando anche la possibilità di transito di un veicolo di 120 kN su due assi (40 kN + 80 kN). È previsto un incremento dei carichi permanenti per effetto di un eventuale futuro ricarico della pavimentazione con tappetino in conglomerato bituminoso da 3 cm.

Dati dell'opera:

Inizio e fine lavori: dic. 2020 – apr. 2022
Quantità acciaio:

- tubi calandrati in S355 J0: 21.000 kg
- lamiere in S355 J0: 31.000 kg
- profili laminati in S275 J0: 7.000 kg
- tiranti in barre S540 N: 2.000 kg

Bulloni: HV M20 e M24 e SB M16
Ciclo di verniciatura:

a) su superfici zincate: primer epossidico 60 µm + epossidico intermedio 70 µm + poliuretanico 50 µm
b) a cavallo delle sezioni di saldatura; primer epossidico 80 µm + epossidico intermedio 70+70 µm + poliuretanico 50 µm

Classe di esecuzione: EXC2

3. Analisi e modellazione

L'analisi strutturale è stata effettuata con un modello tridimensionale costituito da elementi di tipo "frame" per tutti gli elementi in acciaio (travi longitudinali, archi, stralli, ecc.) ed elementi di tipo "shell" per la soletta (figure 12-13).
Gli elementi shell della soletta sono stati inseriti per modellare la rigidezza di piano e per applicare sulle travi il carico permanente del peso proprio della soletta ed il carico variabile sulla soletta, ma non contribuiscono al trasferimento del carico nella direzione trasversale.
Nel modello sono inseriti elementi che riproducono i muri delle spalle, in modo da ottenere le reazioni a livello delle fondazioni considerando anche le spinte del terreno. Le spalle sono modellate con elementi frame privi di peso, incastrati alla base e collegati all'impalcato con elementi rigidi vincolati in modo tale da riprodurre i gradi di vincolo offerti dagli appoggi.
La freccia in mezzeria data da P.P. + peso soletta + carichi permanenti + ricarico pavimentazione risulta pari a 30 mm ed è interamente compensata dalle distorsioni imposte agli stralli (figura 14).
La freccia data dai carichi mobili risulta pari a 15 mm (figura 15).
L'analisi modale indica che i modi di vibrare verticali partono da una frequenza minima di circa 3 Hz (figura 16).

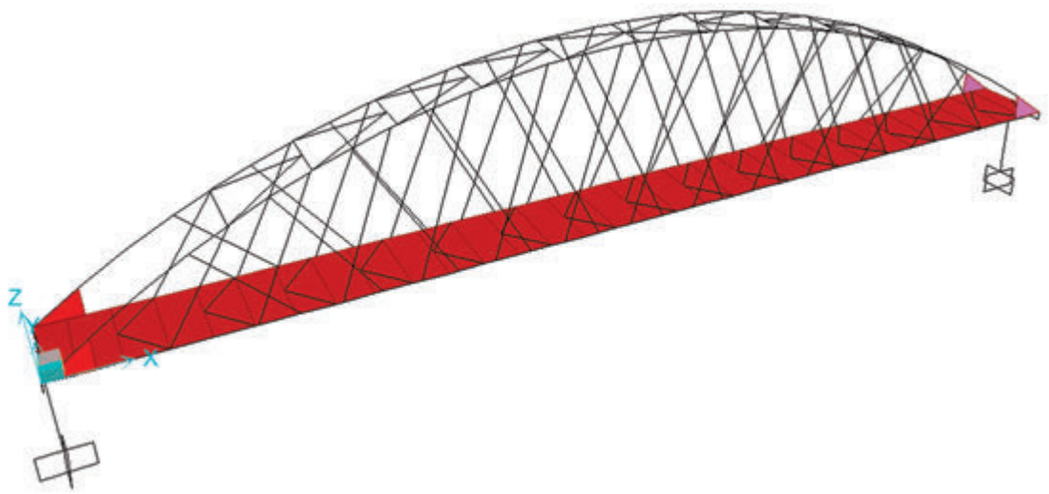


Fig. 12 | Modello di analisi con elementi frame ed elementi shell per la soletta.



Fig. 13 | Modello di analisi vista estrusa.

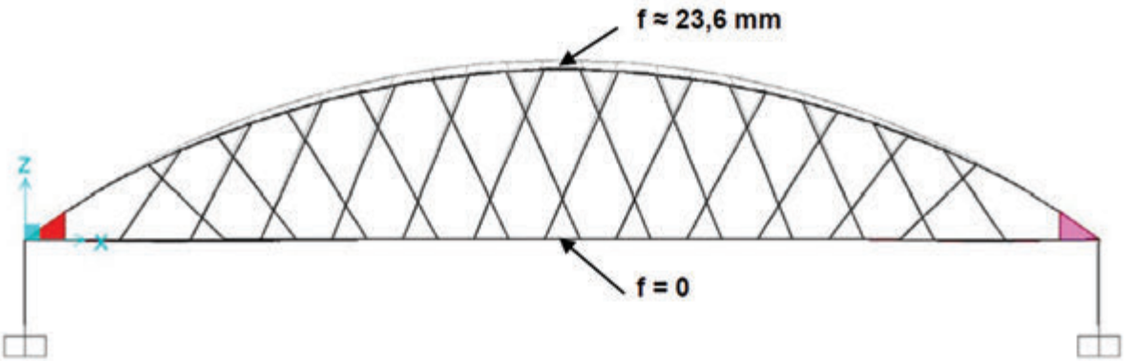


Fig. 14 | Deformata per effetto di P.P. + soletta + perm. + ricarico pavim. + distorsione stralli.

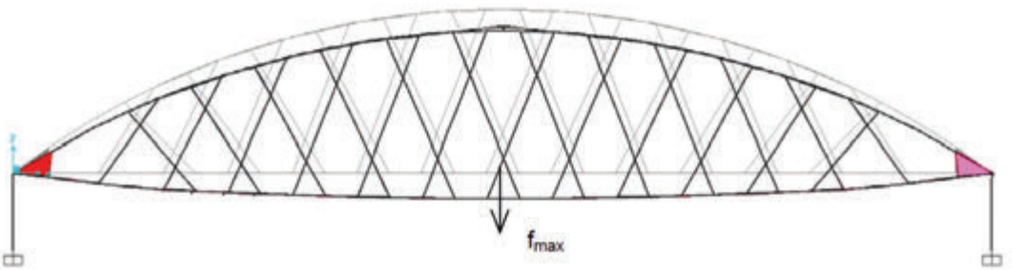


Fig. 15 | Deformata per stesa carichi mobili su tutto l'impalcato – fmax = 15 mm.

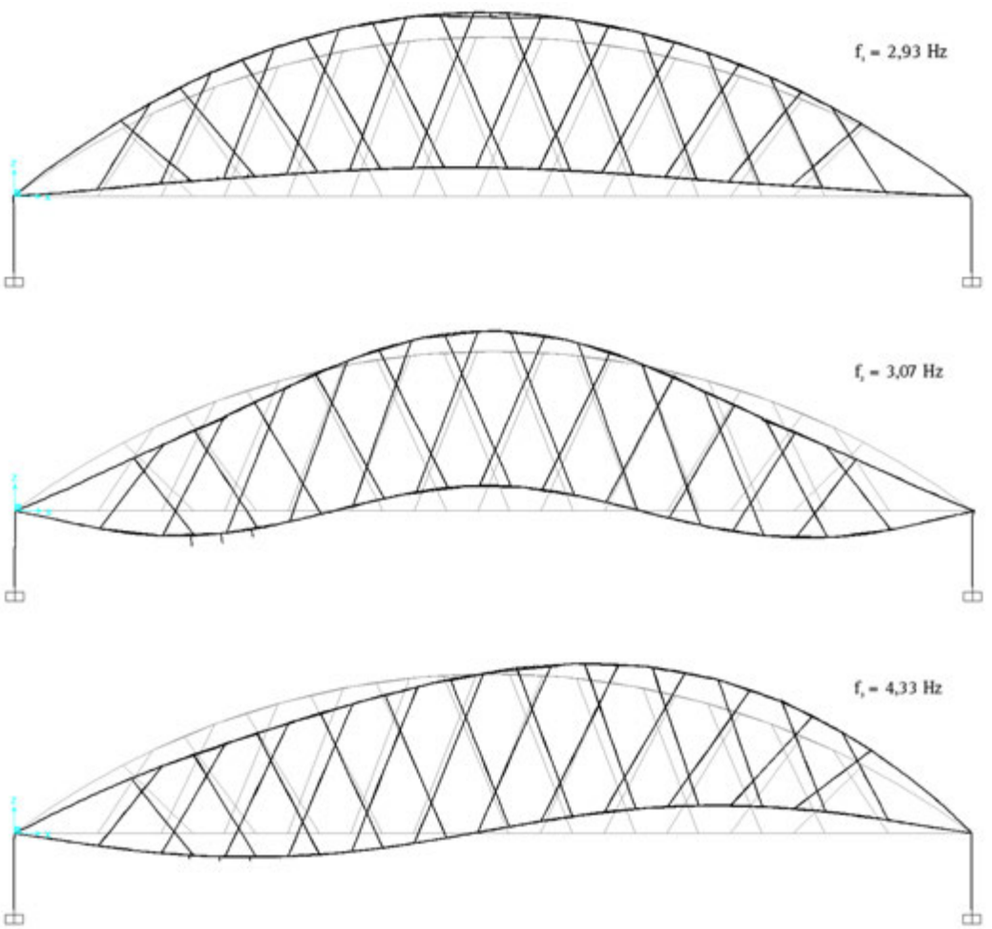


Fig. 16 | Primi tre modi di vibrare verticali.

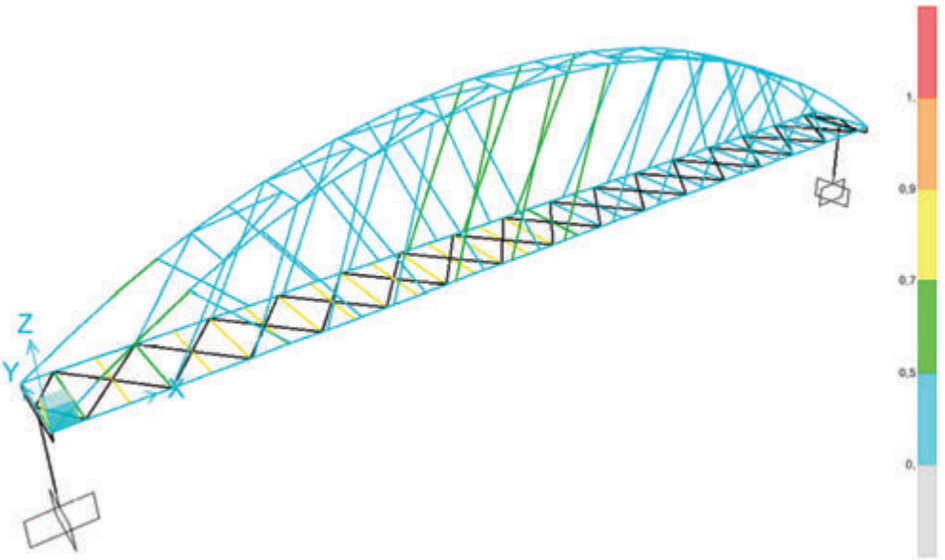


Fig. 17 | Ratei di verifica per combinazione agli SLU nella quale sono stati rimossi alcuni stralli compressi

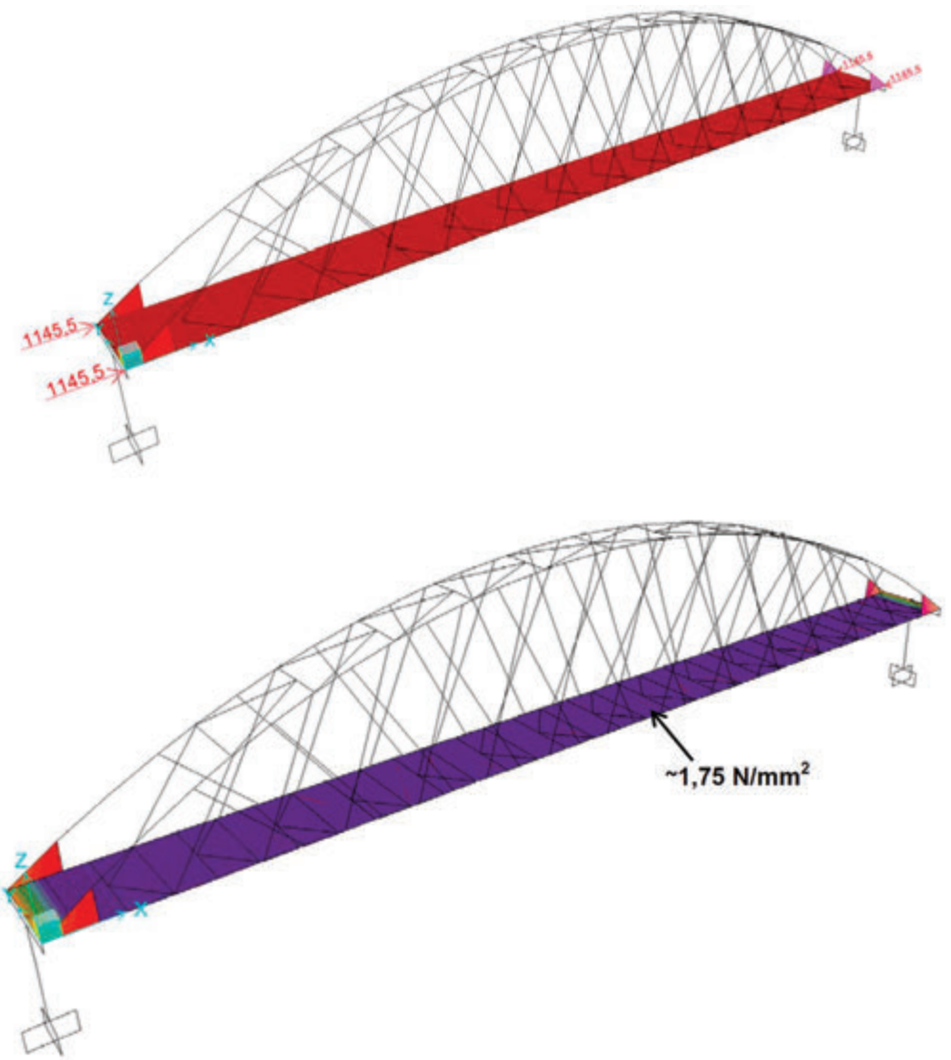


Fig. 18 | Modello di analisi (sopra) e sforzo di compressione (sotto) risultante nella soletta a tempo zero.

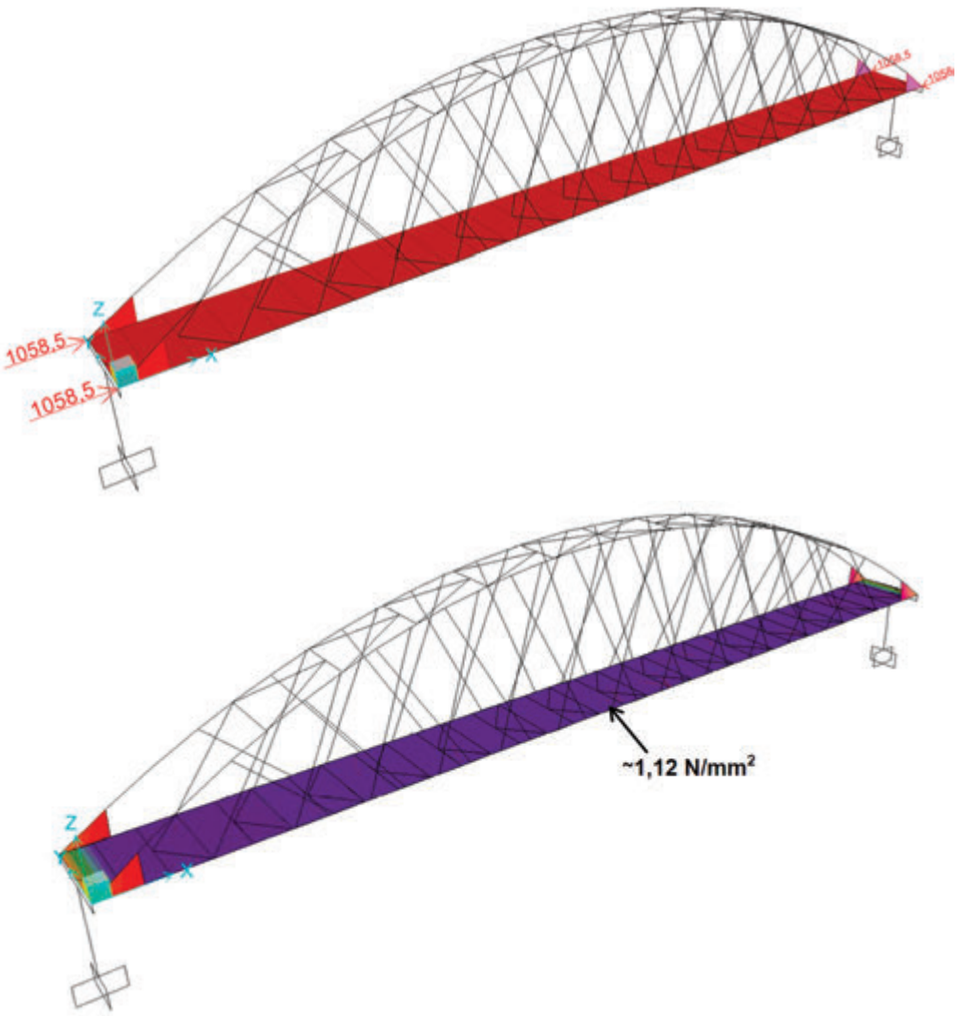


Fig. 19 | Modello di analisi (sopra) e sforzo di compressione (sotto) risultante nella soletta a tempo infinito senza ritiro.

Per alcune combinazioni di carico agli SLU, per le quali si verificava la compressione di uno o più stralli, sono state effettuate analisi ad hoc eliminando gli stralli compressi e verificando la resistenza della struttura risultante (figura 17).
Per tutte le combinazioni agli SLE è stato verificato che non risultassero stralli compressi.
La precompressione applicata all'impalcato è dimensionata per garantire una minima tensione di compressione nella soletta considerando che una parte di essa andrà a comprimere le due travi di bordo in acciaio. Per effetto della viscosità, nel tempo si ha una migrazione della forza di compressione dalla soletta in calcestruzzo alla struttura in acciaio; a questo effetto si somma il contributo del ritiro che comporta un'ulteriore decompressione della soletta. L'analisi è effettuata con un modello ad hoc per due diversi valori del modulo elastico del calcestruzzo: a tempo zero (figura 18) e a tempo infinito (figura 19).
È stato considerato anche il contributo del ritiro (figura 20) che comporta una trazione aggiuntiva, calcolato cautelativamente senza tener conto dell'additivo espansivo nel mix design.
Il risultato è sintetizzato nel grafico di figura 21 che rappresenta, in forma qualitativa, il fuso di possibili andamenti nel tempo dello sforzo di compressione nella soletta, compreso tra le due curve limite con o senza ritiro; nel caso peggiore risulta comunque una leggera precompressione della soletta.
Sono state effettuate alcune analisi di dettaglio dei principali nodi della struttura mediante modellazione con elementi shell per la valutazione degli sforzi massimi con analisi lineare, verificando che nella combinazione più gravosa agli SLU non si superasse la tensione di snervamento (figure 22-28).

4. Fasi costruttive

Le strutture metalliche sono state assemblate in un cantiere provvisorio adiacente all'alveo e disposto in modo da potere poi effettuare un varo mediante traslazione lineare.
Le travi dell'impalcato sono state assemblate su supporti provvisori; gli archi sono stati assemblati con l'ausilio di torri provvisorie (figura 29).
L'impalcato è stato assemblato in configurazione rettilinea, senza cioè alcuna contromonta geometrica, ciò al fine di evitare punti angolosi nella costruzione geometrica delle travi.
Al completamento della struttura è stata applicata una leggera contromonta elastica di circa 30 mm mediante sollevamento con martinetti e spessoramento dell'impalcato (figura 30). Tale contromonta è calcolata per compensare il peso proprio

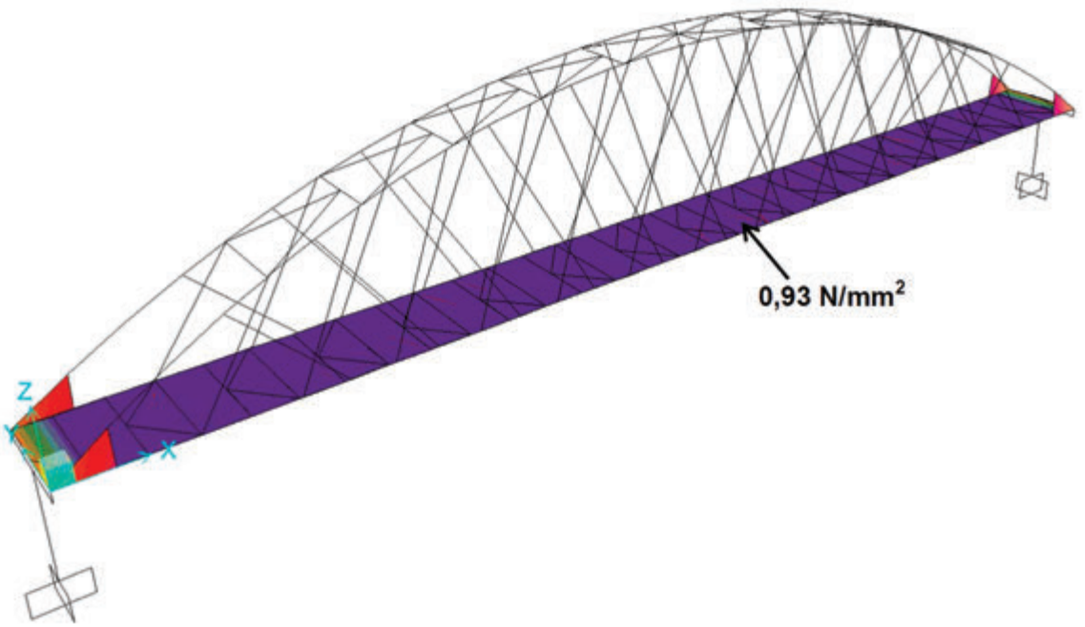


Fig. 20 | Variazione di sforzo (di trazione) risultante nella soletta per effetto del ritiro a tempo infinito (applicato come variazione termica).

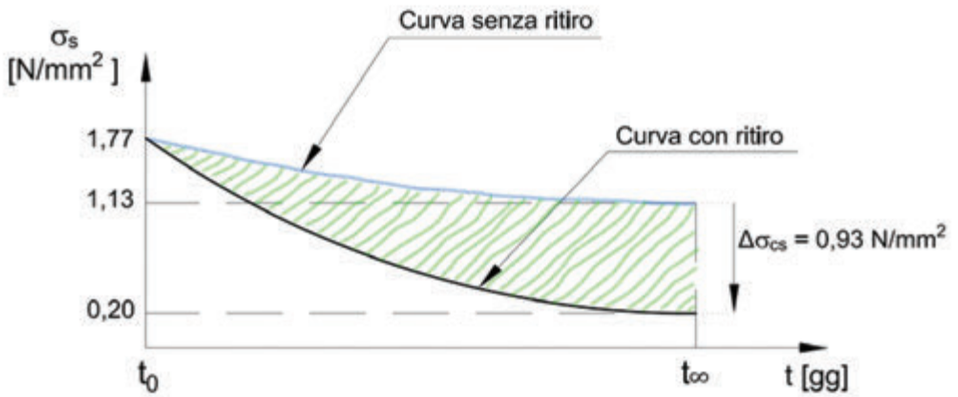


Fig. 21 | Andamento dello sforzo di precompressione nella soletta nel tempo; forchetta di valori nelle due condizioni estreme.

dell'impalcato in acciaio, della soletta e dei carichi permanenti (parapetti, cavidotti e ricarico pavimentazione). Non è stata considerata una quota del carico variabile per non eccedere con la deformazione, in quanto l'obiettivo era ottenere un impalcato il più possibile orizzontale. Nella valutazione è stato considerato anche che gli effetti lenti della viscosità nella soletta precompressa dovrebbero portare nel tempo ad un accorciamento della soletta e quindi una tendenza a incrementare la contromonta.

Gli stralli sono stati montati sulla struttura deformata e tesati avvitandoli fino al distacco dagli spessori, senza ausilio di martinetti, verificando di avere lo stesso livello di tensione negli stralli adiacenti. Un piccolo errore di tesatura in questa fase comporta una piccola differenza sulla tensione finale degli stralli considerato che il contributo dato dal peso della soletta è molto maggiore del contributo dato dal peso proprio della struttura in acciaio.

Il varo è stato effettuato con un carrello (figura 31) e due gru telescopiche (figura 32) sulle due sponde del torrente che si sono scambiate il carico a metà alveo.

Il getto della soletta è stato effettuato in una unica soluzione partendo dalla mezzeria e procedendo su due fronti verso le estremità. Essendo nel mese di agosto, si è iniziato il pomeriggio alle 16:00 in modo da sfruttare le ore serali meno calde per la prima fase di maturazione del calcestruzzo.

Man mano che si avanzava con il fronte del getto si proteggeva la superficie finita con un telo in polietilene, in modo da contrastare da subito l'evaporazione dell'acqua (figura 33).

La conformazione della soletta ha consentito di trasformare l'intero impalcato in una vasca chiudendo i tubi di scarico della canaletta e in tal modo mantenere il calcestruzzo sotto un velo d'acqua a partire da 12 ore dopo il getto e per 7 giorni, in modo da minimizzare il ritiro durante le prime fasi di maturazione. Ciò, unitamente alla precompressione ed al mix-design adottato, ha consentito di ottenere un calcestruzzo privo di fessure. La tesatura dei cavi è stata effettuata a 7 gg di maturazione in modo da attivare la compressione prima dell'inizio del ritiro da essiccamento.

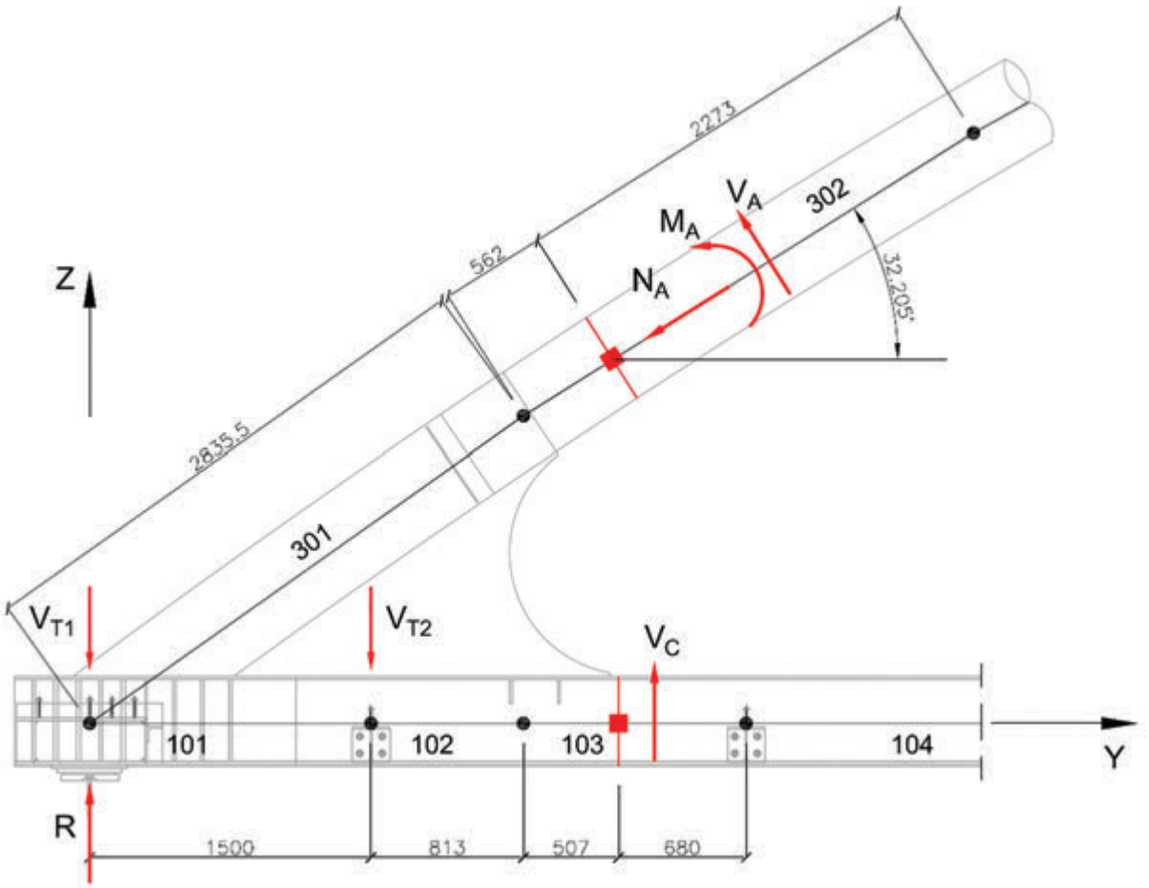


Fig. 22 | Analisi FEM nodo di connessione arco – trave: azioni interne ricavate dal modello di analisi globale.

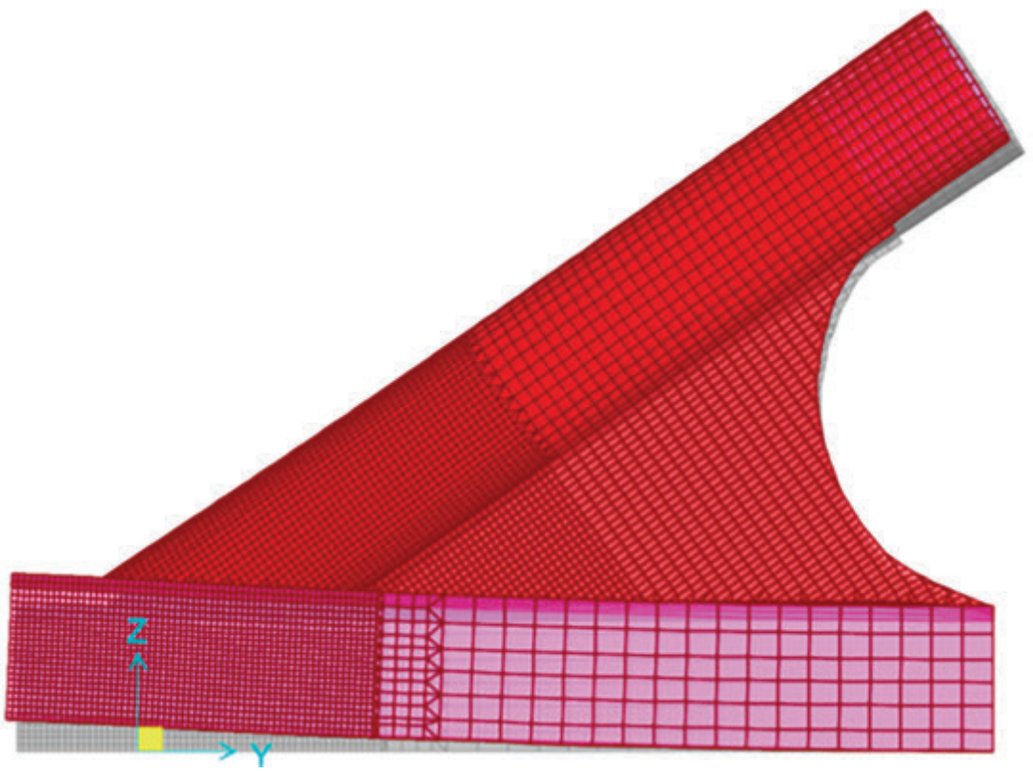


Fig. 23 | Analisi FEM nodo di connessione arco – trave: deformata per la combinazione di verifica più gravosa.

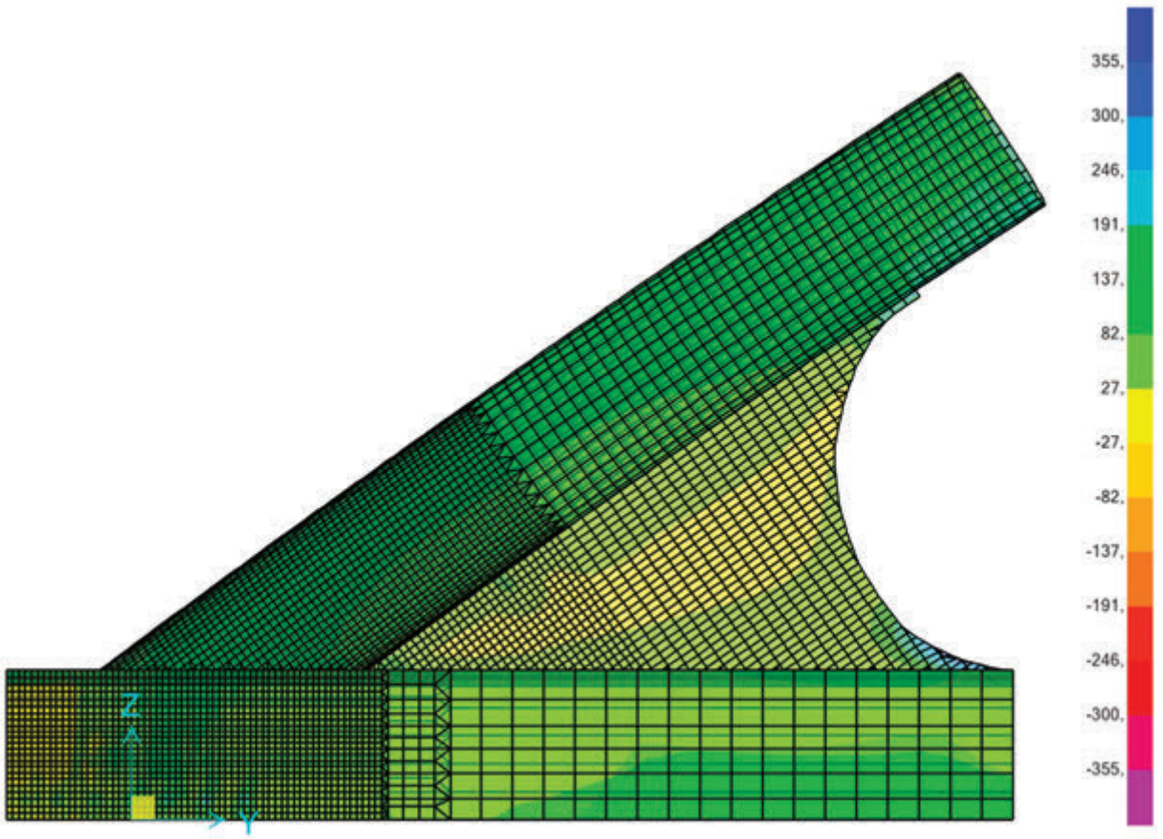


Fig. 24 | Analisi FEM nodo di connessione arco – trave: sforzi di Von Mises per la combinazione di verifica più gravosa.

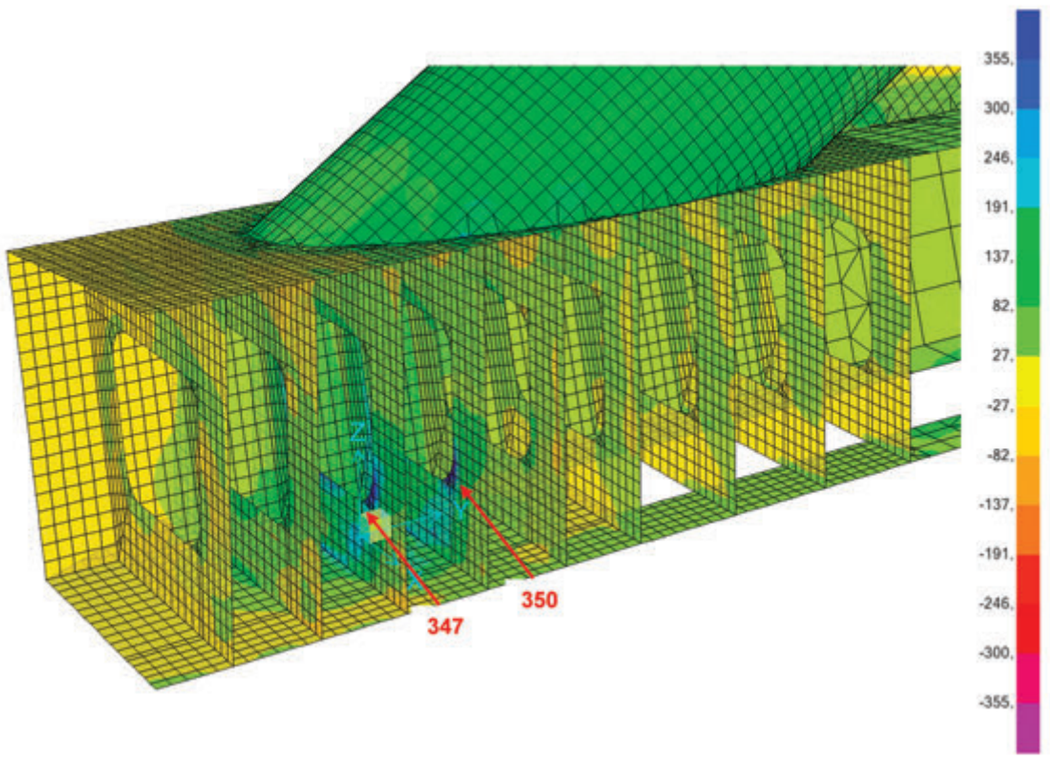


Fig. 25 | Analisi FEM nodo di connessione arco – trave: sforzi di Von Mises nei diaframmi sull'appoggio.

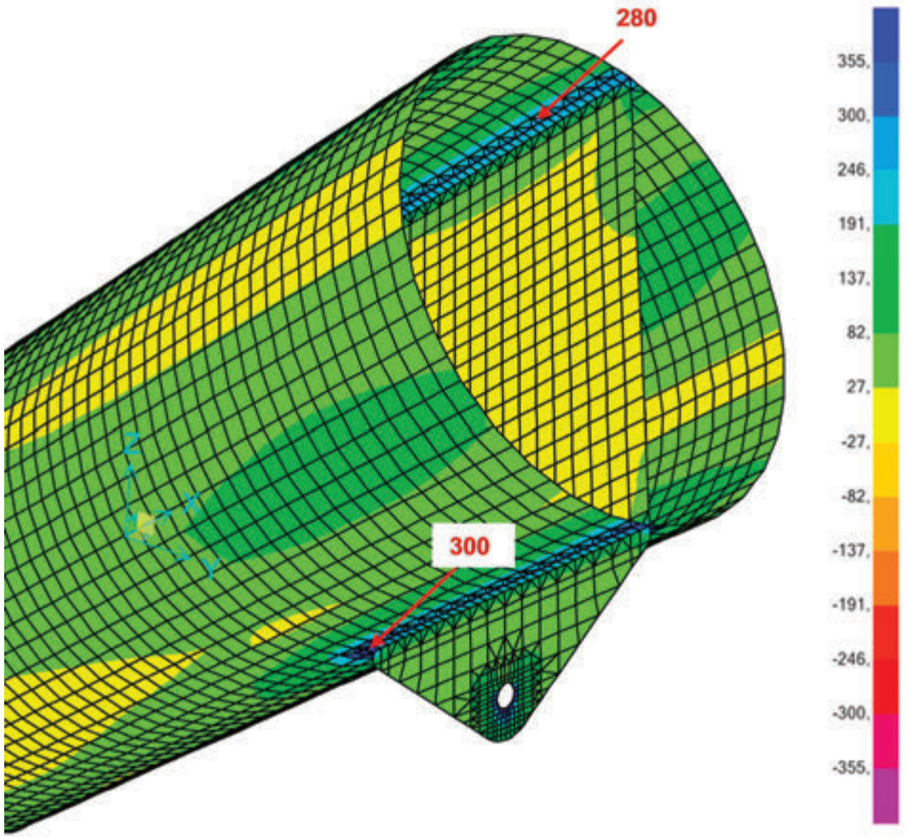


Fig. 26 | Analisi FEM nodo di attacco strallo sull'arco: sforzi di Von Mises.

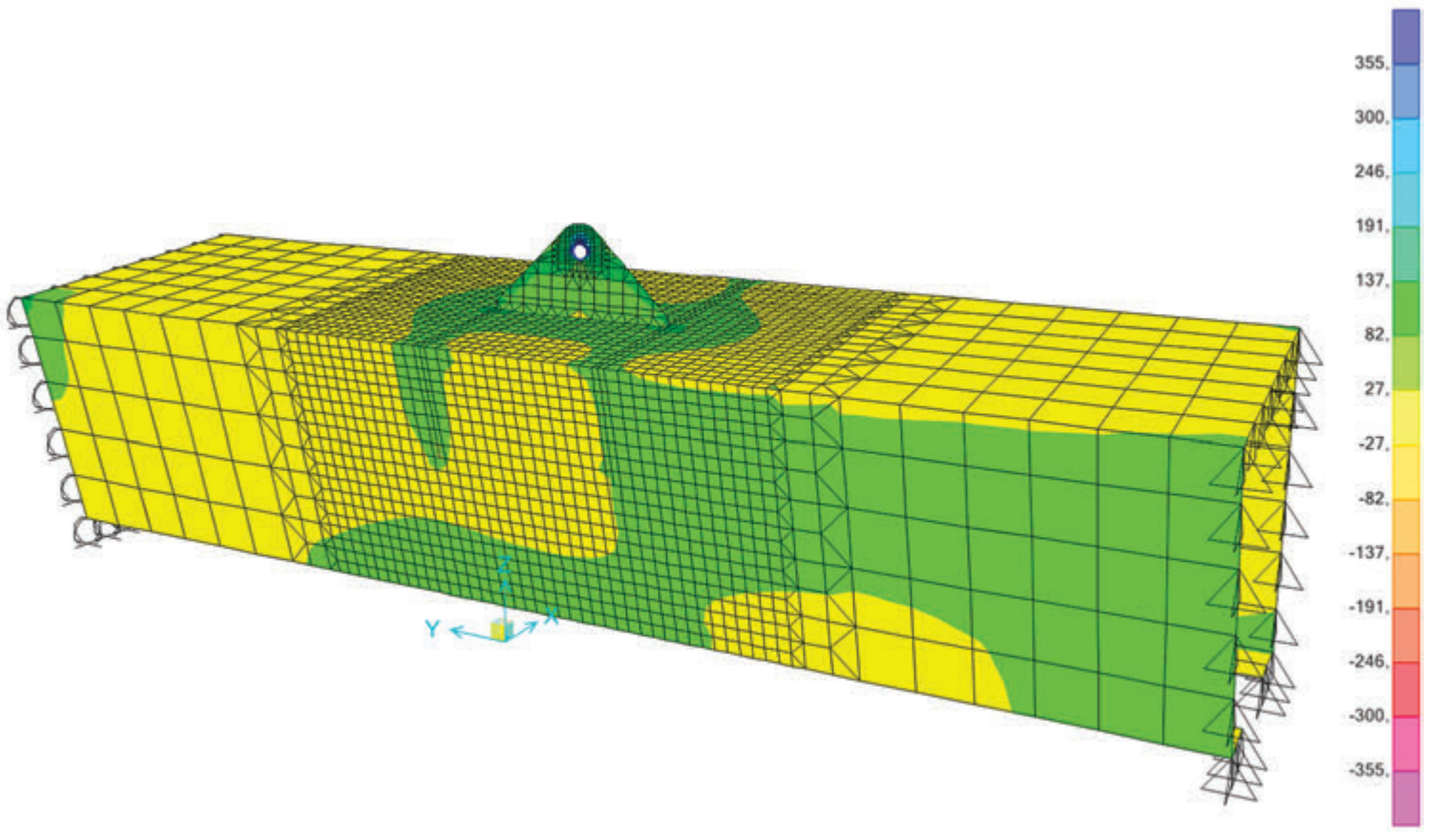


Fig. 27 | Analisi FEM nodo di attacco strallo sul cassoncino: sforzi di Von Mises.

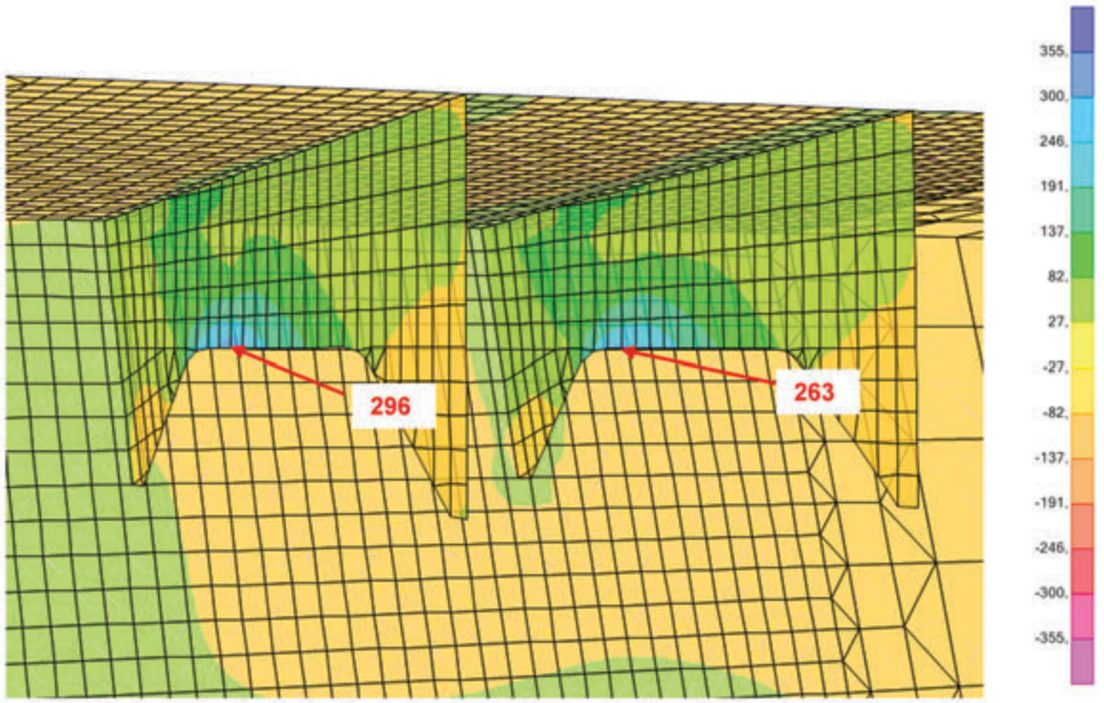


Fig. 28 | Analisi FEM nodo di attacco strallo sul cassoncino: sforzi di Von Mises nelle costole interne.



Fig. 29 | Assemblaggio della struttura metallica.

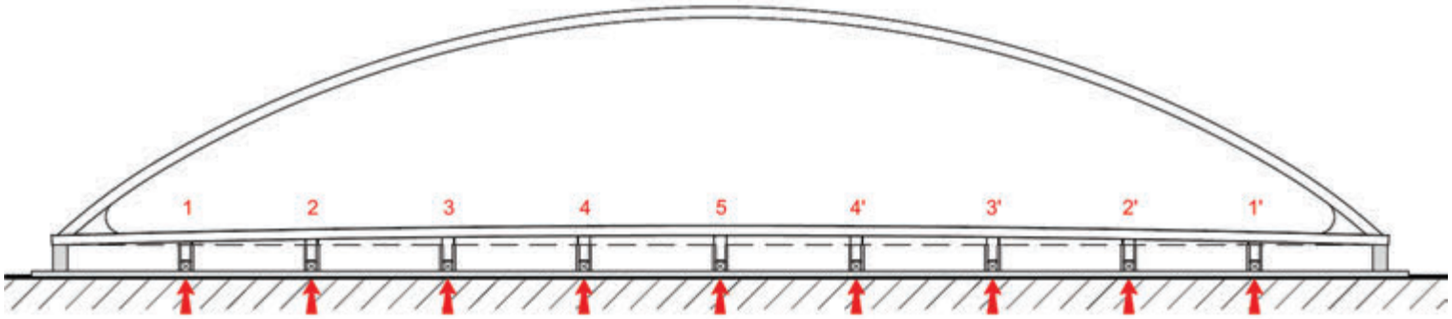


Fig. 30 | Contromonta imposta come distorsione elastica.



Fig. 31 | Carrello di varo per traslazione appoggio a tergo della spalla.



Fig. 32 | Varo del ponte con due autogru; vista lato alveo.



Fig. 33 | Protezione della superficie del calcestruzzo durante l'avanzamento del getto (sx) e a operazioni concluse (dx).



Fig. 34 | Prova di carico con cestoni riempiti d'acqua: vista longitudinale (sx) e trasversale (dx).



Fig. 35 | Vista del ponte finito.



Fig. 36 | Dettaglio del parapetto con luce integrata nel montante

5. Prova di carico

La prova di carico è stata effettuata con l'utilizzo di 168 cassoni di plastica impermeabilizzati con un telo in polietilene e riempiti d'acqua (figura 34), in modo da contenere un volume di 0,75 m^3 ciascuno, per un carico complessivo di 1.260 kN, corrispondenti a 5,00 kN/m^2. La prova è stata effettuata caricando separatamente ogni quarto della luce, in modo da ottenere le seguenti configurazioni di carico: un quarto centrale, i due quarti centrali, tra quarti del ponte, tutto il ponte. Sono state effettuate misurazioni topografiche in mezzeria ed ai quarti della luce, che hanno dato frecce pari all'incirca all'85% dei valori teorici e frecce residue allo scarico pari a ca. il 6-7% dei valori a pieno carico.

6. Elementi di completamento

Il ponte è stato completato con la pavimentazione (figura 35) e l'installazione dei parapetti, che integrano i punti luce nei montanti (figura 36). La figura 37 mostra il ponte finito.

7. Ringraziamenti

Gli autori ringraziano il Comune di Sondrio ed in particolare il RUP Ing. Gianluca Venturini e l'Ing. Fabio Del Vincenzo, il Geom. Giuliano Bulanti della ditta TMG, l'Arch. Drazen Sandic della ditta Metalsan, l'Ing. Michele Soffietti, il Geom. Fabrizio Venturini.



Fig. 37 | Vista esterna ponte finito

8. Credits

COMMITTENTE: Comune di Sondrio
GRUPPO DI PROGETTAZIONE (RTP):
Ing. Emanuele Barbera | Barbera e Medici Ingegneri Associati (strutture)
Ing. Giuseppina Bazzoni | Barbera e Medici Ingegneri Associati (strutture)
Ing. Stefano Boninsegna (prog. generale)
Ing. Michele Soffietti (prog. generale)
Ing. Luca Schenatti (coll. prog. generale)
Geol. Danilo Grossi (idrogeologia e geotecnica) - Sondrio

IMPRESA AGGIUDICATARIA: ATI tra Fratelli Bianchi s.r.l. e Seval Elettrica s.r.l.
OPERE IN C.A.: T.M.G. Scavi s.r.l. | Berbenno di Valtellina (SO)
OPERE IN ACCIAIO: Metalsan s.r.l. | Valeggio sul Mincio (VR)
COLLAUDATORE: Ing. Dario Mossini | Sondrio

9. Bibliografia

[1] P. Tveit, “An Introduction to the Network arch”, Lectures at NTNU Trondheim on August 15th 2006.
[2] P. Tveit, “The Network Arch - Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries”, http://home.uia.no/pert, 142 pages, 2014.
[3] P. Tveit, “Reduce Costs by Building Optimal Network Arches”, Proceedings of arch’04, Barcelona, November 2004.
[4] A. Pipinato, “Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords”, Modern Applied Science; Vol. 12, No. 2; 2018.



Emanuele BARBERA

Laurea in Ingegneria Civile presso il politecnico di Milano, 1996. Dal 2003 Professionista associato dello studio BARBERA E MEDICI Ingegneri Associati. Ingegnere strutturista con esperienze nella progettazione di strutture in acciaio, c.a. c.a.p., ponti. Nell'ambito dell'opera in questione, si è occupato della progettazione e direzione lavori delle strutture.



Giuseppina BAZZONI

Laurea in Ingegneria civile presso l'Università degli studi di Pavia, 2014. Ingegnere strutturista presso BARBERA E MEDICI Ingegneri Associati, con esperienza nella progettazione di strutture in acciaio, in calcestruzzo armato normale e precompresso, e di ponti. Nell'ambito dell'opera in questione, si è occupata della progettazione e direzione lavori delle strutture.



Stefano BONINSEGNA

Laurea in Ingegneria Civile Edile presso l'Università di Roma "Sapienza", 1991. Ingegnere con esperienza nella progettazione di opere di edilizia scolastica e sportiva, strutture, infrastrutture per la mobilità e difesa del suolo e in generale gestione di appalti pubblici. Nell'ambito dell'opera in questione, si è occupato della progettazione generale-architettonica, Direzione dei Lavori, e coordinamento della sicurezza.

GoZone: un modello numerico per “travelling fires”

GoZone: a numerical model for “Travelling Fires”

Antonio Gamba*, Jean-Marc Franssen | UEE Department, Liege University, 4000 Liege, Belgium

L’evoluzione della società moderna che prevede la concentrazione di attività in edifici di dimensione sempre crescenti sta sfociando nella concezione e progettazione di edifici di dimensioni sempre maggiori. Gli incendi in questi edifici sono caratterizzati da distribuzioni di temperatura non uniformi, mettendo in discussione l’ipotesi classica di temperatura uniforme del gas durante l’incendio. Il fuoco in grandi compartimenti tende a bruciare localmente e muoversi lungo la superficie del compartimento per un certo periodo di tempo: questo fenomeno è comunemente definito come “Travelling Fires” o Fuoco Itinerante. L’analisi sviluppata in questo articolo presenta un modello numerico volto allo studio dei Travelling Fires. GoZone, il software nel quale il modello numerico è stato implementato, ha lo scopo di descrivere la complessa dinamica dell’incendio nel compartimento (senza limitazioni di forma) attraverso le sue possibili fasi: innesco crescita o eventualmente sviluppo locale che può sfociare in un Travelling Fire e possibilmente successivamente un incendio generalizzato (flashover).

The evolution of our society with a concentration of activities in companies of ever-growing size is leading to the design of buildings of larger size. Fires in these buildings are characterised by non-uniform temperature distributions challenging the assumption of a uniform gas temperature. Fires in large compartments tend to burn locally and to move across the floor over a period of time, which leads to the now widely known concept of “travelling fires”. This work presents a numerical model for travelling fires. GoZone, the software in which the model has been implemented, is aimed to describe the complex dynamics of the fire from ignition, to a phase of growing localised fire that may eventual travel in the compartment (of any shape), possibly followed by a flashover.

1 Introduzione

Negli ultimi due decenni, i “travelling fires” sono stati osservati in una serie di tragici eventi [1]: nell’incendio delle torri gemelle (U.S.A., 2001), nella torre Windsor (Spagna, 2005) e nella facoltà di architettura TU Delft (Olanda, 2008). Diversi studi hanno dimostrato che è probabile che distribuzioni di temperatura significativamente non uniformi appaiano in compartimenti di grandi dimensioni, sfidando l’ipotesi classica di una temperatura uniforme del gas nel compartimento d’incendio [2]. Il fuoco nei grandi compartimenti tende a bruciare localmente e a muoversi lungo il compartimento per un certo periodo di tempo, il che porta al concetto ormai ampiamente noto di ”travelling fires” [3]. Il rinnovato interesse verso lo studio di questa particolare dinamica del fuoco, risvegliato circa due decadi orsono dai travelling fires, ha portato diversi ricercatori a proporre soluzioni per affrontare il problema. Sebbene siano stati sviluppati diversi modelli di travelling fires [1,4–6], tra le soluzioni proposte vi sono severe limitazioni relative alla dinamica del fuoco e alla geometria del compartimento.

Queste limitazioni sono legate alla definizione di una velocità di propagazione del fuoco (imposta costante a priori) ed al fatto che si presume che il fuoco si propaghi monodimensionalmente indipendentemente dalla configurazione del combustibile. Pertanto, questi modelli proposti sono validi mantenendo la geometria del compartimento a forme molto semplici (rettangoli al più), comunque non considerando la propagazione del fuoco sulla larghezza del compartimento. Inoltre, il carico di combustibile deve essere uniformemente distribuito e la densità di rilascio termico “RHRf” [W/m2] uniforme, limitando il campo di applicabilità di queste soluzioni a problemi molto semplici. In aggiunta, l’incendio è considerato sempre in condizioni controllate dal combustibile presente, il che è una forte supposizione. Infatti, Dai [7] riporta prove di travelling fires anche in condizioni dove l’evoluzione è controllata dalla presenza di ossigeno all’interno del compartimento [2], dimostrando quindi l’esistenza di travelling fires in incendi

*Corresponding author. Email: antonio.gamba@outlook.com, antonio.gamba@uliege.be

controllati dall'ossigeno presente nel compartimento oltre che dal combustibile.
Recentemente, modelli basati sulla fluidodinamica computazionale (CFD) come FDS [8] sono stati adottati in applicazioni di ricerca per rappresentare i travelling fires [3,9,10]. Tuttavia, il tempo di calcolo per un modello basato su CFD per rappresentare questo tipo di incendi può essere associato a diversi giorni, settimane o addirittura mesi a seconda della complessità del modello. Questo è uno dei motivi principali per cui diversi autori hanno cercato di trovare un approccio semplificato per rappresentare i travelling fires utilizzando software basato su CFD, come FDS (Fire Dynamics Simulator, NIST) [11].
Il tempo di calcolo osservato da Charlier et al. era approssimativamente di un mese utilizzando un super computer [12]. Pertanto, è facile rendersi conto come il tempo di calcolo risulti essere un problema, almeno per i professionisti, tenendo presente che diversi scenari di incendio devono essere considerati per completare uno studio, andando ad aumentare significativamente i tempi per ottenere i risultati. Considerando che non tutti gli studi professionali possiedono un super computer e che il tempo di simulazione è destinato ad essere maggiore di quanto indicato pocanzi, ciò rende i modelli basati su CFD adatti alla ricerca, piuttosto che alle applicazioni pratiche. Inoltre, Dai et al. hanno cercato di modellare e rappresentare con FDS un test di travelling fire controllato dalla quantità di ossigeno [8]. Gli autori hanno mostrato come FDS sia in grado di replicare il comportamento dell'incendio in queste condizioni, ma non sia ancora in grado di prevedere a priori il suo comportamento complesso, generando incertezza sui modelli e parametri di input da utilizzare nel caso si debba analizzare a priori un travelling fire.
Lo scopo di questo lavoro è quello di presentare brevemente il concetto generale alla base di GoZone e la sua struttura. GoZone è il software dove un modello per l'analisi dei travelling fire è stato programmato. GoZone è basato su un modello a zona combinato con il concetto di "cellular automata". Inoltre, esempi di applicazione sono mostrati dal confronto con test sperimentali in condizioni di incendio controllato dalla quantità di ossigeno e combustibile.

2 GoZone struttura generale

GoZone è stato concepito per essere un modello numerico, dove la geometria del compartimento e i dati di input sono definiti attraverso un software CAD 3D ad elementi finiti ed un post-processore chiamato GMSH [13]. Pertanto, è possibile creare liberamente qualsiasi geometria desiderata e visualizzare successivamente i dati di output. La geometria del compartimento e l'input pertinente per il problema sono forniti attraverso un'interfaccia grafica. Il compartimento è discretizzato attraverso celle (elementi finiti) triangolari o quadrangolari, strutturate o non strutturate a seconda degli input specificati. La stessa discretizzazione è specchiata ed assegnata allo strato di fumo. In figura 2-1 un esempio di discretizzazione casuale di un compartimento avente forma irregolare. Al momento il software è stato validato utilizzando in prevalenza celle quadrangolari (regolari o irregolari) avente superficie tra 1 e 3 m2 [14]. La validazione con celle triangolari è tuttora agli albori.

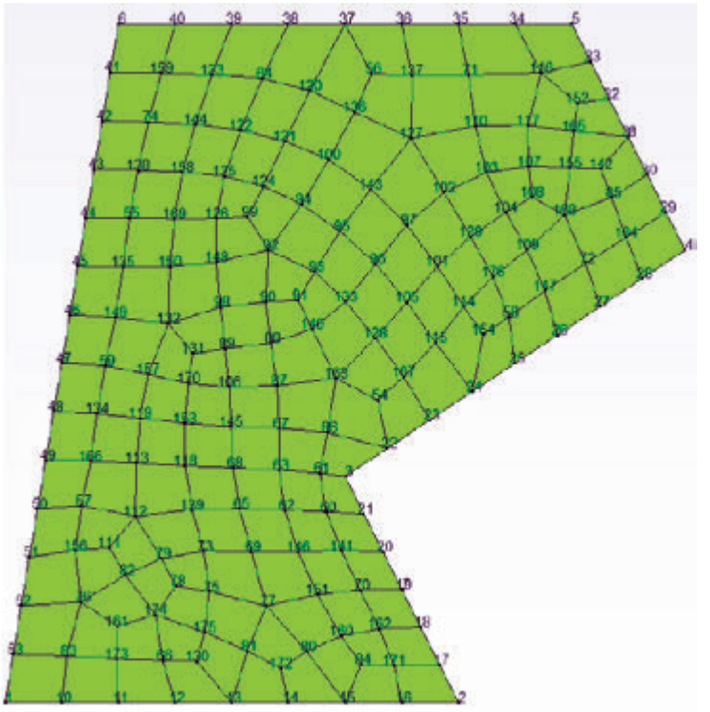


Fig. 2-1 | Esempio di discretizzazione casuale della forma del compartimento con elementi quadrilateri non strutturati

GoZone si basa sulla teoria dei modelli di zona, in particolare su OZone, sviluppato presso l'Università di Liegi da Cadorin et al. [15,16]. Pertanto, l'evoluzione dello strato di fumo, la quantità di ossigeno presente nel compartimento e la temperatura dello strato superiore e quella dello strato inferiore vengono valutate secondo quanto l'Eurocodice EN 1991-1-2 definisce modello avanzato nella sezione 3.3.2. Le ipotesi alla base sono quindi condivise

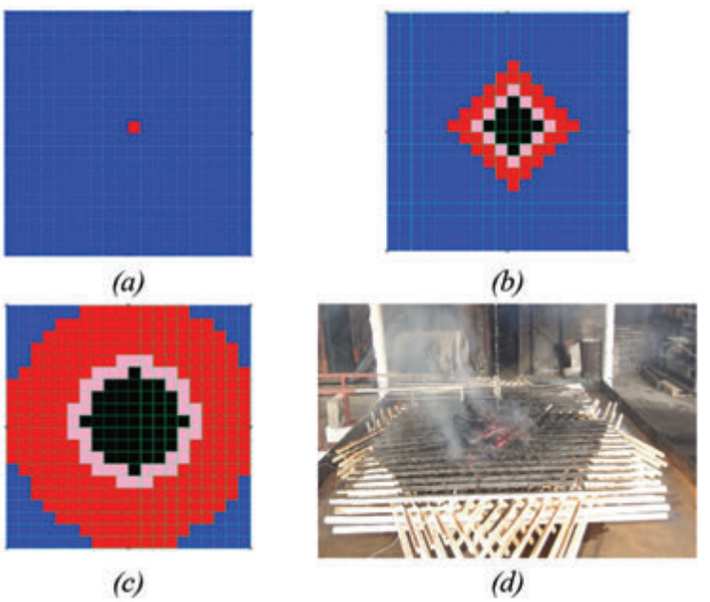


Fig. 2-2 | Esempio di output di propagazione del fuoco: a) Prima cella di combustione; b-c) Propagazione del fuoco. Le celle rosse stanno bruciando, le blu sono combustibili ma non ancora attivate, le rosa indicano una fase post plateau e le nere sono completamente bruciate. d) Test sperimentale. In centro il combustibile è completamente bruciato (come immagine C).

con OZone: si presume che la zona inferiore e la zona superiore nel compartimento siano divise da una superficie adiabatica orizzontale che collega questi due strati. Un modello di trasporto dell'aria stima empiricamente la quantità di massa scambiata tra lo strato inferiore e quello superiore (modello di Heskestad [16]). Lo strato di fumo dovrebbe essere opaco, ma ipotizzato essere corpo nero (emissività =1) le pareti e il soffitto sono collegati ad esso tramite trasferimento di calore radiativo e convettivo, mentre lo strato inferiore è considerato trasparente.

La teoria del modello di zona implementata in GoZone è affiancata ad un concetto di automi cellulari o "cellular automata" che consente di definire il fuoco come un corpo opaco che cambia forma in funzione del tempo durante l'incendio [17–19]. Il processo di propagazione del fuoco è governato da una strategia di innesco che dipende dal contributo della radiazione che rilascia la fiamma e la radiazione tra lo strato di fumo e le celle non bruciate circostanti nel compartimento (figura 2-2).

Così come le fiamme e lo strato di fumo, anche le pareti sono coinvolte come ostruzioni nel processo di radiazione. Pertanto, la radiazione dalle fiamme o il fumo non può colpire le celle non ancora bruciate nel compartimento se ostruite da una parete (figura 2-3). Si presume che la quantità di ossigeno sia uniforme nel compartimento e consumata dove necessario per alimentare il processo di combustione. La quantità di ossigeno è un parametro fondamentale che influenza lo sviluppo dell'incendio. Quando tutto l'ossigeno disponibile viene consumato, GoZone tiene conto dell'ossigeno in entrata nel compartimento attraverso ogni apertura, utilizzato per alimentare localmente il fuoco. Ulteriori approfondimenti relativi alla struttura del modello sono disponibili in letteratura [14,18,20].

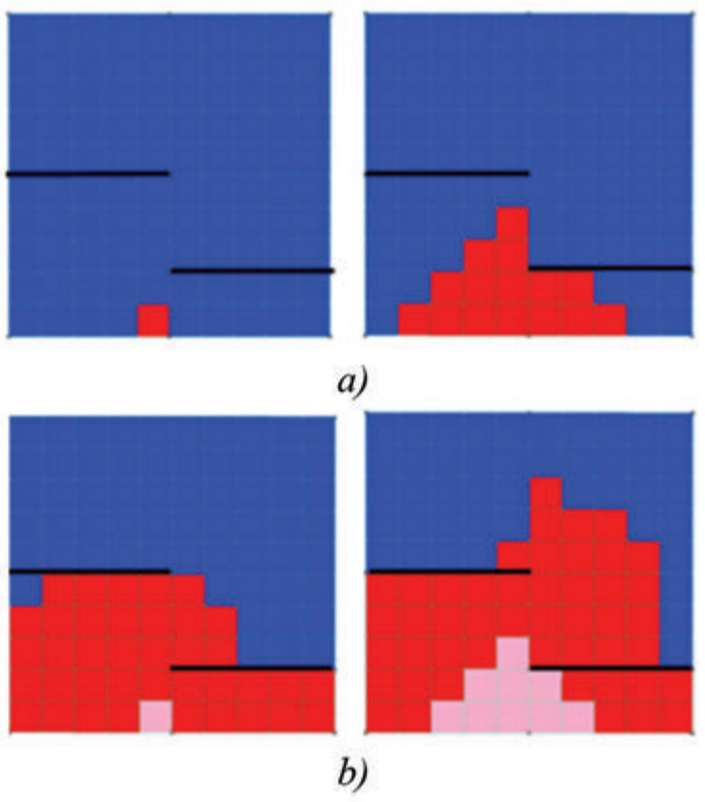


Fig. 2-3 | Esempio di evoluzione della dinamica del fuoco influenzata da ostruzioni (pareti).

2.1 Strategia di innesco

La dinamica del fuoco in GoZone non viene valutata assegnando una velocità di propagazione del fuoco predefinita. Invece, è regolata da una strategia di innesco sviluppata a partire da una caratterizzazione del materiale in termini di infiammabilità che tiene conto di diverse tipologie di esposizioni al flusso di calore [14,18]. Il modello si basa su un concetto di energia critica di accensione, valutato secondo l'equazione (2 1). Questa quantità rappresenta l'energia minima necessaria da accumulare per far sì che vi sia innesco di un materiale specifico.

$$E_{cr} = \int_0^{t_{ign}} \left(q''(t) - q''_{cr} \right) dt \qquad (2\text{-}1)$$

dove:

t_{ign} tempo di innesco [s]

q''_{cr} flusso di calore critico [W/m^2]

q'' flusso di calore proveniente da fumo e fiamma [W/m^2]

Il termine nell'integrale è considerato solo quando è positivo e ignorato altrimenti. Il flusso di calore critico è assunto pari a 12,5 [kW/m^2], tipico valore per materiali a base di cellulosa [21].

Si presume che la radiazione termica sia il principale meccanismo che governa la propagazione dell'incendio [22]. In GoZone, la strategia di innesco è alimentata da due contributi principali: la radiazione dallo strato di fumo caldo e la radiazione dalla fiamma (celle rosse) verso le celle non ancora bruciate (celle blu).

La radiazione da una cella in fiamme verso una non in fiamme viene valutata attraverso il modello di sorgente puntuale (PSM) (figura 2-4). Sebbene questo sia un modello semplice, il PSM è

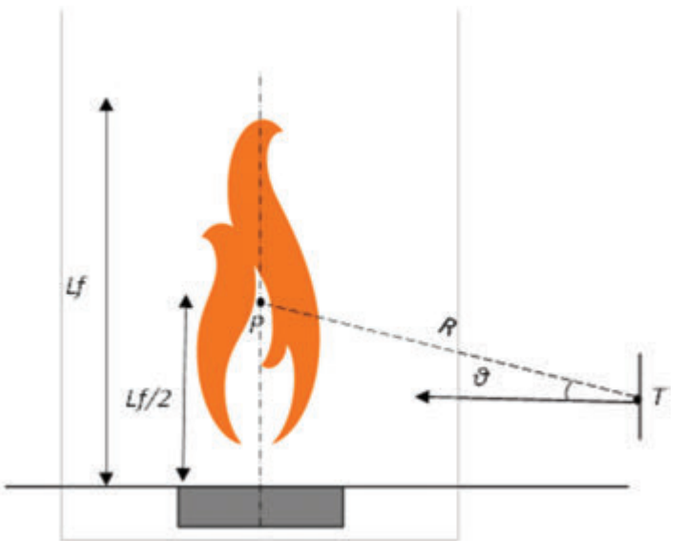


Fig. 2-4 | Radiazione termica dalla fiamma al combustibile: modello di sorgente puntuale (PSM)

stato testato e confrontato con altri modelli analitici da Fleury e dall'autore di questo lavoro, risultando essere un mezzo appropriato per la valutazione della radiazione di fuoco verso un bersaglio orientato verticalmente od orizzontalmente. [14,23]. Il flusso di calore che impatta dal fuoco a una cella bersaglio viene valutato in base alla Equazione (2-2):

$$q''_{psm}\left(t\right) = \frac{\chi_r RHR(t)}{4\pi R(t)^2}\cos\theta(t)\left[\frac{W}{m^2}\right] \qquad (2\text{-}2)$$

dove:

χ_r coefficiente di frazione radiativa impostato come 0,3 [/] [22]

RHR(t) rilascio termico dalla cella di combustione [W]

R(t) distanza tra il punto a metà della lunghezza della fiamma e il bersaglio [m]

θ(t) angolo tra la normale della superficie ricevente e la linea di vista

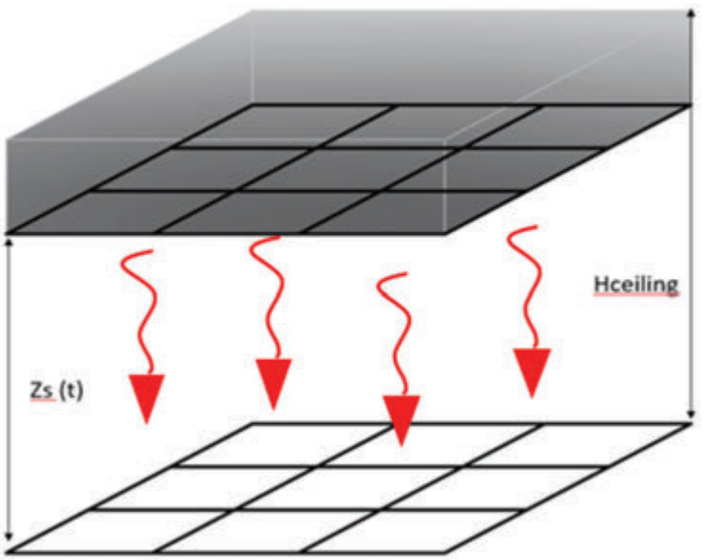


Fig. 2-5 | Esempio di una semplice discretizzazione strutturale di fumo e combustibile

La radiazione dal fumo caldo verso una cella non bruciata viene trattata rispecchiando la discretizzazione della superficie del combustibile (figura 2-5). Ogni cella che discretizza lo strato di fumo è considerata come una superficie di emissione del corpo nero (ε_s =1) e il suo potere emissivo è valutato secondo la legge di Stephan-Boltzmann [24]ed Equazione (2-3).

$$E_s = T_s^4 \varepsilon_s \sigma\left[\frac{W}{m^2}\right] \qquad (2\text{-}3)$$

Il flusso di calore ricevuto verso una cella di combustibile "j" a partire da una sorgente "k" (cella discretizzante lo strato di fumo) viene valutato tenendo conto del fattore di vista ($\varnothing_{k,j}$) tra le due celle secondo l'indicazione di cu i all'allegato G dell'Eurocodice EN1991-1-2 [25] (24).

$$q''_{s\ k-j} = \varnothing_{k,j} E_{s,k}\left[\frac{W}{m^2}\right] \qquad (2\text{-}4)$$

dove:

$E_{s,k}$ Potenza di emissione della cella "k" [W/m²]

T_s Temperatura del fumo [K]

σ Costante di Stephan-Boltzmann [W/m²K⁴]

2.2 Strategia per incendio controllato dal combustibile

Il modello presuppone che l'incendio inizi come controllato dal combustibile presente, in questa condizione c'è abbastanza ossigeno per sostenere il processo di combustione. Il carico di materiale combustibile, rappresentato dalla discretizzazione in celle, deve essere caratterizzato secondo le linee guida indicate dalla norma EN1991-1-2. La densità di velocità di rilascio del termico (RHR_f), carico di combustibile specifico ($q_{f,d}$), il tasso di crescita del fuoco (t_α) e l'altezza del combustibile devono essere assegnati per ogni cella. In caso di distribuzione del carico d'incendio non uniforme, alle parti del compartimento incombustibili il carico di combustibile specifico deve essere assegnato pari a 0.

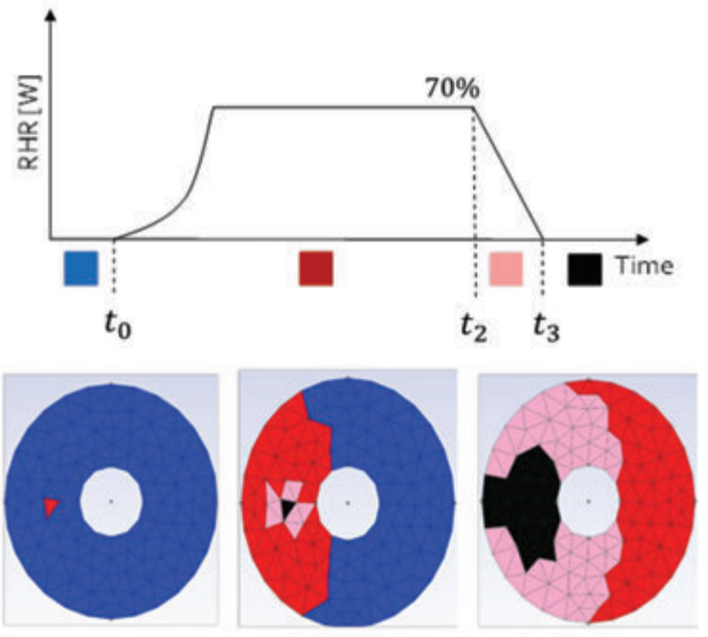


Fig. 2-6 | Velocità di rilascio del calore nello scenario di incendio controllato dal combustibile e legenda tavolozza dei colori

In figura 2-6, la prima cella in fiamme è un input del problema assegnato dall'utente, la RHR segue un comportamento t al

quadrato nella sua fase di crescita, fino a raggiungere un plateau entrando in una fase discendente quando il 70% del combustibile viene bruciato [25]. Durante queste fasi, la cella da rosso diventa rosa per diventare nera quando è completamente bruciata. Nel frattempo, GoZone con la strategia di innesco, controlla se i criteri basati sull'energia critica sono soddisfatti nelle celle non bruciate (blu); se soddisfatti, si verificherà una nuova ignizione (dal blu al rosso).
Si presume che l'incendio sia controllato dal combustibile fintanto che il contenuto di ossigeno all'interno del compartimento ottenuto dall'integrazione temporale dell'equazione (2-5) è positivo.

$$m'_{ox} = m'_{ox,in} + m'_{ox,out} - 1.27\, m'_{fi} \qquad (2\text{-}5)$$

dove

m'_{ox} massa di ossigeno [kg], in/out= entrata/uscita dal compartimento

m'_{fi} tasso di pirolisi [kg/s]

Per il processo di combustione [22] è stato preso in considerazione un fattore di combustione stechiometrico del legno pari a 1,27 [22]. Approfondimenti possono essere trovati nel lavoro realizzato da Cadorin et al [16].
Quando il contenuto di ossigeno scende a zero, avviene una transizione dal regime controllato dal combustibile al regime controllato dal comburente. La strategia si ispira ad un concetto di durata prolungata del fuoco, nel senso che la velocità di pirolisi e la potenza rilasciata nel compartimento sono proporzionali alla massa di ossigeno che entra dalle aperture. Approfondimenti in EN1991-1-2, allegato E.8 [25] e Cadorin et al. [16]
La dinamica del fuoco, invece, valutata distribuendo la potenza totale disponibile (considerata funzione della quantità di ossigeno e del potere calorifero del combustibile), alle celle più vicine alle aperture del compartimento tra quelle che stavano bruciando prima del passaggio al regime controllato dalla quantità di ossigeno.
Le accensioni di nuove celle e la propagazione del fuoco durante il regime controllato dalla quantità di ossigeno sono ancora possibili. Devono essere soddisfatti i criteri energetici critici e deve essere presente sufficiente ossigeno (per sostenere la combustione) che entra all'interno del compartimento dalle aperture.
Nuovi inneschi si osservano tipicamente quando viene rilevata la rottura di nuove aperture (secondo le diverse strategie implementate nel modello di zona) o se alcune celle in fiamme entrano nella fase decrescente.
In questo caso, la cella tra le quelle non in fiamme ad essere più vicina a un'apertura si accenderà o riaccenderà per prima (figura 2-7). In figura 2-7b il fuoco si propaga, tra lo scenario in figura 2-7b e figura 2-7c si verifica una situazione di incendio generalizzato dove tutto il compartimento è in fiamme (celle tutte rosse).
Con il passare del tempo il processo di combustione esaurisce l'ossigeno all'interno del compartimento, così scatenando una transizione ad un regime controllato dall'ossigeno (figura 2-7c). In questa situazione soltanto l'ossigeno in entrata dalle aperture va ad alimentare la combustione che necessariamente si svolgerà nelle celle vicino le aperture.

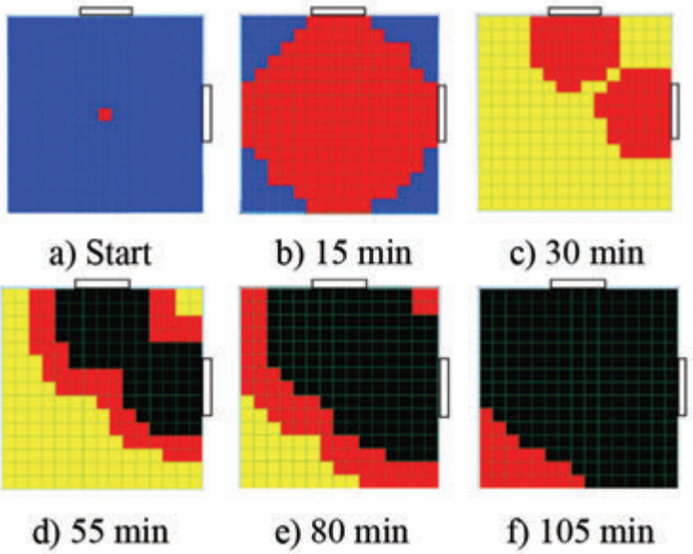


Fig. 2-7 | Esempio di transizione al regime di incendio controllato dall'ossigeno ("b" a "c"). Da "d" a" f" viene mostrata l'influenza locale dell'apertura sulla dinamica del fuoco. Le celle gialle indicano che i criteri energetici per nuove ignizioni sono soddisfatti, ma non c'è abbastanza ossigeno per ottenere combustione.

Vale la pena ricordare che l'output osservato in termini di posizione dell'incendio in questo esempio qualitativo (figura 2-7) mostra impressionanti somiglianze rispetto a quanto osservato in un test su larga scala su un compartimento di 9 x 15 m (Ulster, 2011) [26]. In figura 2-8 vengono descritti i punti salienti della prova al fuoco. figura 2-8a mostra il compartimento e il carico di incendio, Figura 2-8b mostra uno stato avanzato del fuoco con fiamme vicine alle aperture. Figura 2-8c mostra che il fuoco è andato chiaramente a cercare ossigeno vicino alle finestre, solo quando il materiale combustibile vicino alle finestre è stato completamente bruciato il fuoco si è allontanato da queste ultime.

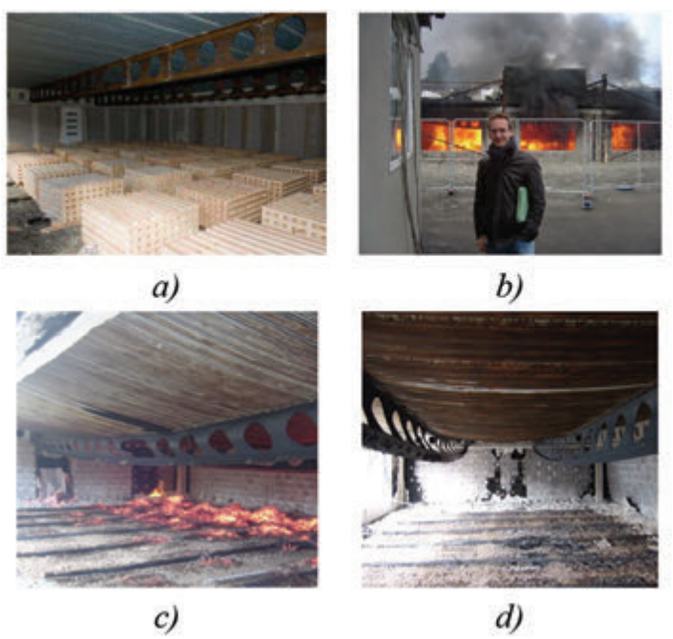


Fig. 2-8 | Evoluzione del fuoco: a) Prima del fuoco: b) Durante il fuoco, fiamma vicino alle finestre: c) Quasi la fine: il fuoco si allontana dalle finestre; d) Fine dell'evento incendio

3 Applicazioni in GoZone

Le informazioni relative alla validazione e l'analisi di sensibilità eseguite su ciascun modulo in GoZone sono disponibili in letteratura [14,18]. Vale la pena menzionare che i test sperimentali su travelling fire, e quindi in grandi compartimenti sono rari da trovare in letteratura a causa degli alti costi e degli ampi spazi necessari per eseguirli. In questa sezione viene presentata una validazione del modello rispetto ai test sperimentali eseguiti su travelling fire in regime di incendio controllato sia dalla quantità di ossigeno che dal combustibile.

3.1 Confronto con modelli numerici avanzati

Nel corso dell'ultimo decennio il rinnovato interesse per i travelling fire ha favorito una fiorente ricerca ed interesse per lo studio dinamica del fuoco [27]. In particolare Charlier, Gamba et al. nel contesto di un progetto RFCS finanziato dalla commissione europea chiamato TRAFIR studiarono un modo efficiente per rappresentare i traveling fire con software CFD [28] (vedi figura 3-1a). Il compartimento in figura 3-1, studiato dagli autori è di forma rettangolare 10 x 50 m abbondantemente ventilato per assicurare una propagazione monodimensionale e abbondante presenza di ossigeno.

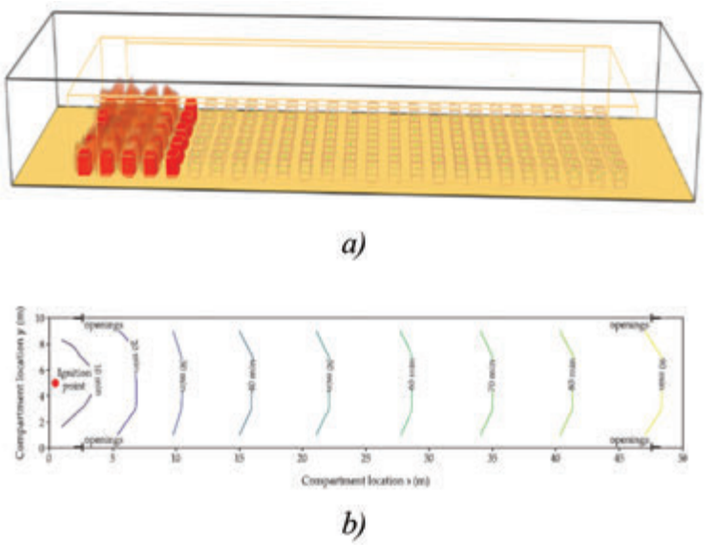


Fig. 3-1. | Compartimento analizzato: a) Geometria; b) Propagazione del fronte della fiamma. Ogni linea

Il modello in GoZone è stato realizzato secondo la descrizione degli autori [28] sulla geometria del compartimento, l'altezza del combustibile e la potenza attribuita al combustibile (480 kW/m^2). La dinamica del fuoco delle due analisi è comparata in figura 3-2. Figura 3-2 confronta la posizione della parte frontale delle fiamme tra le due analisi. Il confronto è fatto nei primi trenta minuti, dove il fuoco da puntuale cresce occupando tutta la larghezza del compartimento. Nella parte centrale dell'incendio si ha effettivamente un travelling fire perché mentre la testa della fiamma continua ad espandersi la coda comincia a consumare completamente il combustibile dietro di se (figura 3-2b). La parte finale in figura 3-2c vede l'incendio propagarsi fino alla fine della lunghezza del compartimento. La differenza tra la dinamica

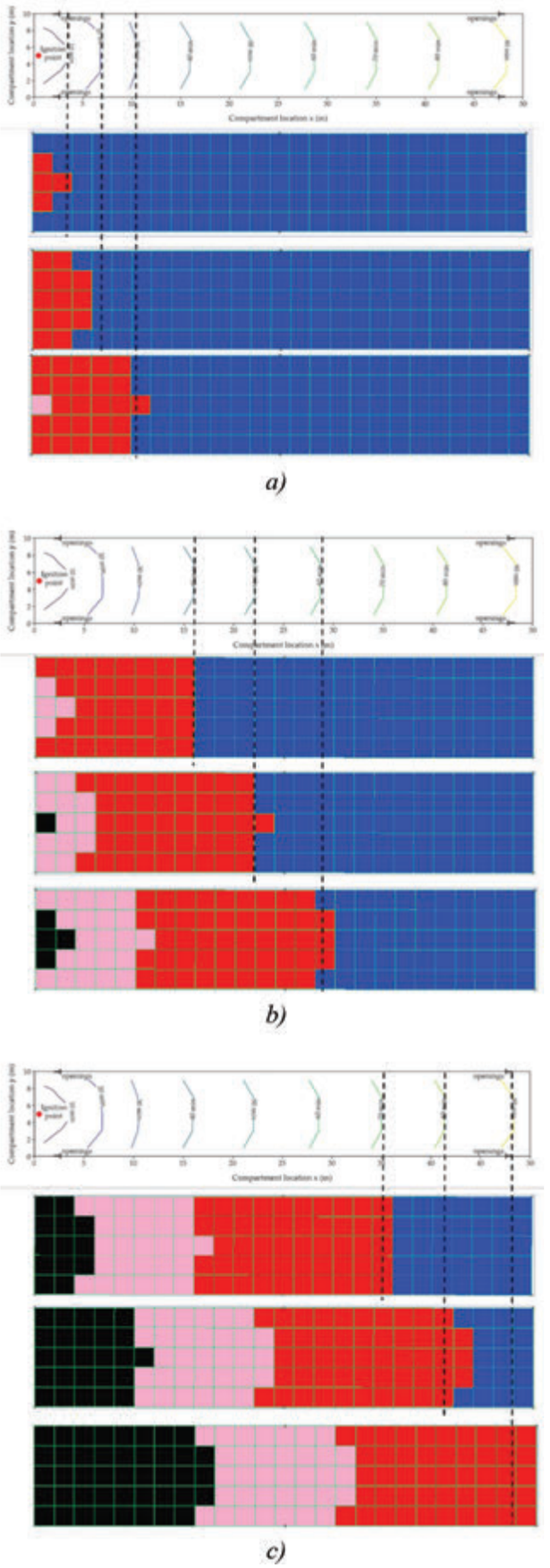


Fig. 3-2 | Dinamica dell'incendio: a) Da innesco a minuto 30; b) parte centrale dell'incendio da 30 a 60 minuti; c) Parte finale da 70 a 90 minuti. Il tempo tra le figure è 10 minuti.

descritta dai due modelli in termini di posizione della testa della fiamma e velocità di propagazione media è presentata in figura 3-3.

In figura 3-3b si nota come la velocità di propagazione varia a seconda delle differenti fasi dell'incendio. Nella parte centrale fino ai 60 minuti aumenta di circa 3 volte rispetto al minuto 10. I modelli attualmente proposti di travelling fire impongono una velocità costante scelta a priori. In GoZone la velocità di propagazione è funzione della radiazione dell'incendio e dal fumo verso il combustibile.

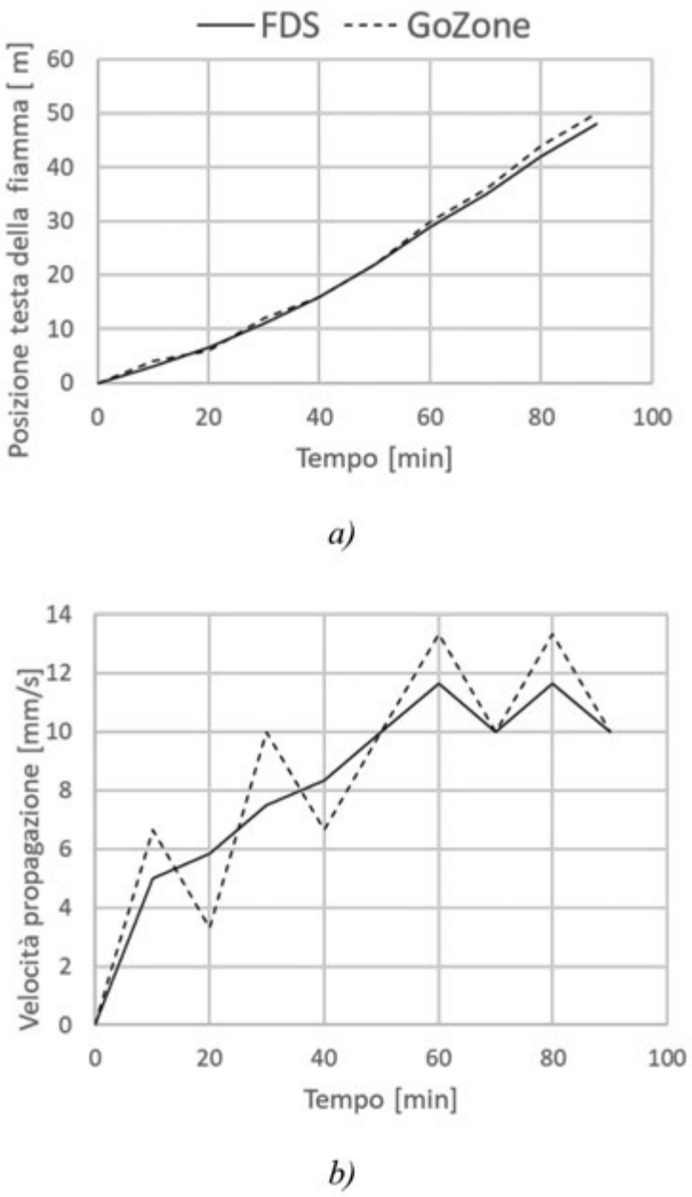


Fig. 3-3 | Confronto tra i due modelli: a) Posizione testa dell'incendio; b) Velocità media di propagazione

3.3 Veselí Test

Il test di Veselí è una delle prime campagne sperimentali eseguite per osservare in maniera mirata il comportamento di travelling

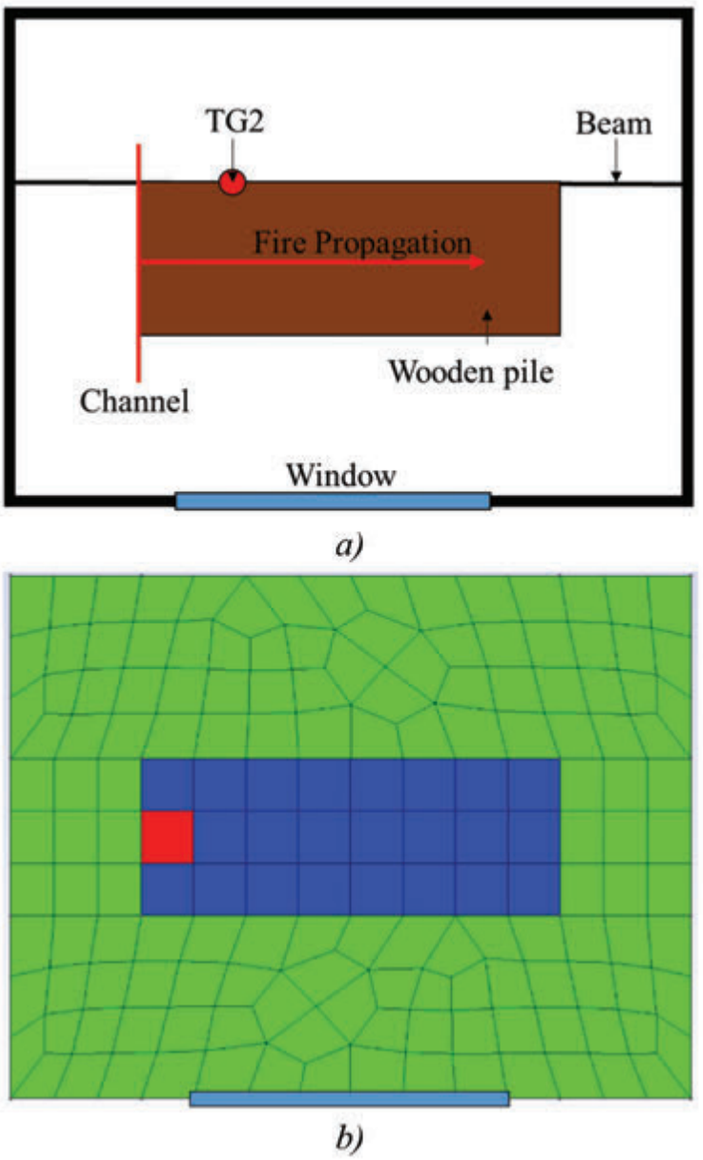


Fig. 3-4 | Configurazione del test Veselí: a) Test; b) Modello GoZone

fire in condizioni controllate dal combustibile [29]. La dimensione del compartimento era di 10,4 x 13,4 m e 4 m di altezza. Il carico d'incendio è stato realizzato con bastoncini di legno di dimensioni 50 x 50 x 1000 mm con contenuto di umidità del 12%. Un canale lineare riempito di "petrolio" è stato utilizzato per l'innesco del fuoco su un'estremità. Un'apertura larga 5 m e alta 2 m in una delle lunghe pareti (figura 3-4) era presente. La temperatura del gas nel compartimento è stata registrata durante la prova con termocoppie installate sotto la trave principale sopra la pila di legno mentre il comportamento al fuoco è stato registrato mediante una telecamera. In Horova et al., si possono trovare altre informazioni valutate numericamente (la potenza totale emessa...), ottenuta da una simulazione basata su modello CFD eseguita con FDS [29,30]. Nel modello GoZone, l'area di carico d'incendio è stata discretizzata da una mesh strutturata con 24 celle di 1 m^2 in linea con quanto specificato nella sezione 2 di questo articolo (celle blu in figura 3-4b). Le celle verdi sono incombustibili mentre la rossa è la cella di origine del fuoco. Il confronto con GoZone è inteso come a

priori, quindi i valori della densità del carico d'incendio, la RHRf e il tasso di crescita del fuoco assegnato alle celle del combustibile sono stati presi secondo gli approfondimenti forniti dagli autori del test [28], mostrati in tabella 3-1.

Fuel load density [MJ/m²]	Rate of Heat Release density [kW/m²]	Fire growth rate [s]
680	700	300

Tab. 3-1 | Input della simulazione in GoZone

3.2.1 Confronto potenza totale rilasciata (RHR)

Viene confrontata la potenza totale rilasciata durante il test valutata numericamente dagli autori del test e confrontata con quella valutata da GoZone (figura 3-5).

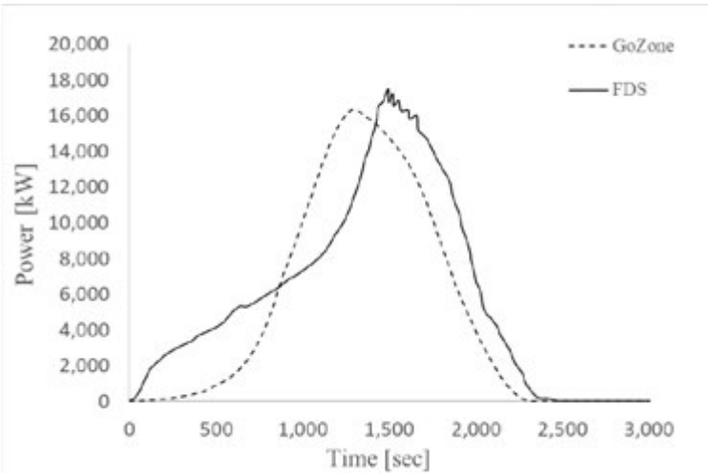


Fig. 3-5 | Confronto della potenza totale rilasciata dall'incendio.

Figura 3-5 mostra il confronto tra i risultati di FDS e GoZone. Il valore di picco della potenza, così come il tempo di picco e la durata totale sono nello stesso ordine di grandezza con differenze rispetto a FDS rispettivamente di -8%, -10% e -4%. Si osserva una discrepanza nella prima fase, in cui FDS rappresenta il petrolio bruciato come mezzo di innesco, il che non è il caso di GoZone che predilige un innesco puntuale.

3.2.2 Confronto dinamiche del fuoco

L'evoluzione del fuoco è descritta da Horova et al. e Dai et al. [30]. Lo sviluppo dell'incendio è caratterizzato da tre fasi principali:

- Fase I, da 0 a 15 minuti, quando il bordo il fronte d'incendio si stava diffondendo lungo il letto di combustibile;
- Fase II, da 20 a 25 minuti, dove sono state osservate condizioni d'incendio generalizzato sul letto di combustibile;
- Fase III, da 25 a 40 minuti, caratterizzato da un decadimento dell'incendio con progressiva diminuzione del combustibile.

Inoltre, è stata misurata la velocità di diffusione del fronte di fuoco durante la prima fase dell'evoluzione dell'incendio. Un confronto tra i valori ottenuti dagli autori del test e GoZone è mostrato in figura 3-6.

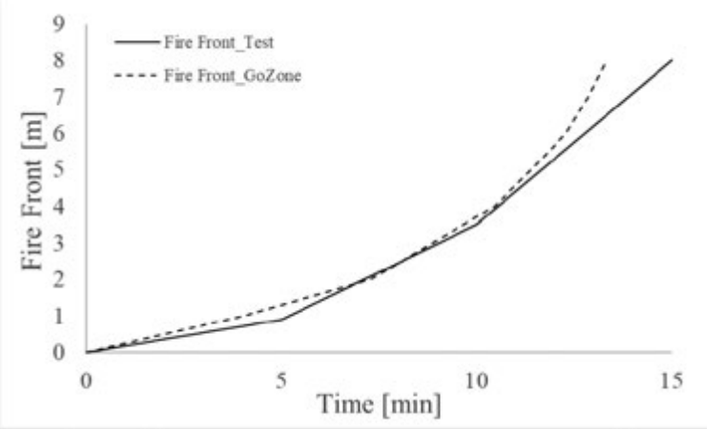


Fig. 3-6 | Confronto posizione fiamma durante la fase I: Test e GoZone.

Figura 3-6 mostra che la velocità media di propagazione del fuoco nella prova, in riferimento alla posizione in corrispondenza di 5, 10 e 15 minuti, è quasi triplicata nel terzo periodo da 3 a 8,9 mm/s. Questa figura mostra che GoZone è in grado di simulare una variazione della velocità di diffusione del fuoco a seconda delle mutevoli condizioni di incendio, al contrario dei modelli analitici proposti fino a questo momento in letteratura basati su velocità di diffusione dell'incendio costante.

3.2.3 Confronto della temperatura del gas

Un confronto della temperatura del gas misurata dalla termocoppia TG2 indicata in figura 3-4a, la temperatura del gas valutata da GoZone e quella calcolata utilizzando FDS nella stessa posizione viene mostrata in figura 3-7.

Nel complesso, è possibile osservare una ragionevole similitudine in termini di temperatura del gas prevista da entrambi i software. Probabilmente ad una velocità di calcolo molto diversa (il tempo

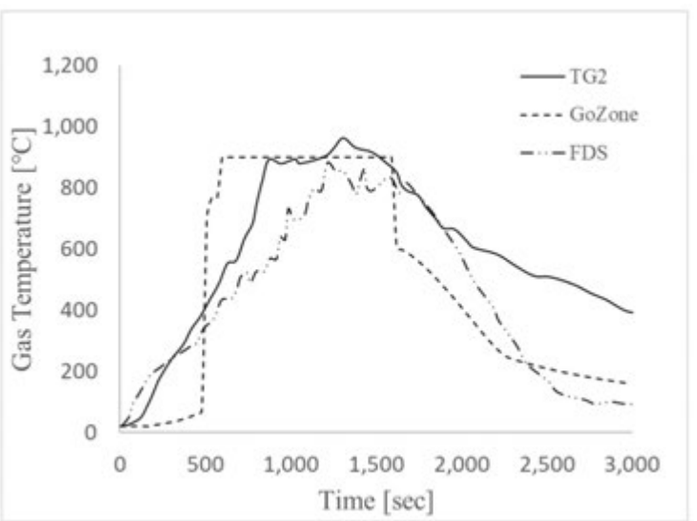


Fig. 3-7 | Confronto della temperatura del gas.

di simulazione GoZone era nell'ordine di pochi minuti). Sia FDS che GoZone sembrano però sottostimare la temperatura del gas nel compartimento durante la fase di decadimento dell'incendio. La ragione di questa tendenza che è stata osservata in diverse occasioni deve ancora essere identificata.

3.3 BST/FSR 1993 Test 3

La serie di test BST/FSR eseguita nel 1993, meglio conosciuta come Gordon Cooke's tests, consiste in nove diversi test sperimentali eseguiti in un compartimento per studiare il concetto di "temperatura equivalente". Il carico di incendio, le dimensioni di apertura e la metodologia di innesco sono stati i parametri principali della prova [2]. Anche se questo test non è stato progettato nello specifico per i travelling fire, gli autori hanno osservato sistematicamente nei nove test eseguiti che il fuoco si propagava dal retro del compartimento verso l'apertura posta al capo opposto, cercando ossigeno. Quindi una volta che tutto il combustibile è stato consumato vicino alla regione di apertura, il fuoco è tornato indietro verso la regione di innesco.

Questa serie di test è emblematica perché può essere considerata come un primo esempio di quelli che ora vengono definiti "travelling fires" in cui la posizione delle zone in fiamme si muoveva ed era fortemente influenzata dalla ventilazione.

Il compartimento adibito al test misurava 22.8 m in lunghezza e 5.6 m in larghezza per un'altezza totale di 2.75 m. Bastoncini di legno con percentuale di umidità al 10%, dimensione 50 mm x 50 mm e lunghezza 1 m impilati l'uno sull'altro furono utilizzati come materiale combustibile.

L'altezza di queste pile di combustibile disposte nel compartimento uniformemente era di circa 0.35 m. Il combustibile è stato innescato dalla parte opposta all'apertura. Il compartimento è stato modellato in GoZone con 160 celle quadrilatere non strutturate di area approssimativamente pari a 1 m^2.

Le proprietà dei materiali sono state assegnate in base alle indicazioni fornite dagli autori della prova e al carico di incendio specifico indicato. Tuttavia, per caratterizzare la cella combustibile, GoZone ha bisogno anche della crescita del fuoco (t_α) e della potenza di rilascio caratteristica d'incendio (RHR_f).

Questi parametri sono stati scelti secondo il suggerimento fornito dall'Eurocodice 1 parte 2 [25]. Ad un carico di incendio specifico di 380 MJ/m^2 può essere associato come destinazione d'uso un compartimento similare ad una camera d'albergo secondo la tabella E.4.

Pertanto, la RHRf e tα risultano 250 kW/m^2 e 300 secondi, coerentemente alle indicazioni di tabella E.5. Il confronto con le prove viene quindi effettuato in una situazione il più vicino possibile ad una situazione progettuale in cui l'azione del fuoco non è nota a priori.

3.3.1 Confronto tra dinamiche del fuoco valutate

Sfortunatamente, a causa della natura del test i dati sulla dinamica del fuoco in termini di posizione dell'incendio in funzione del tempo non sono stati misurati. Figura 3-8 mostra i risultati in termini di evoluzione del fuoco ottenuti in GoZone. Il fuoco inizialmente si propaga lentamente verso l'apertura (cella bianca), quindi l'aumento della temperatura nei gas caldi e la radiazione associata aiutano il fuoco a diffondersi più velocemente verso l'apertura. Il compartimento dopo 19 minuti è completamente inghiottito dalle fiamme. Dopo alcuni minuti, avviene una transizione verso una situazione controllata dalle condizioni di ventilazione a causa della mancanza di ossigeno. Le cellule sul lato opposto dell'apertura raffigurata in giallo non possono bruciare a causa della mancanza di ossigeno. L'aria che entra dall'apertura alimenta le celle in fiamme (rosso) e il fuoco viaggia dall'apertura al lato opposto. Dopo 64 minuti, l'incendio è completamente spento. L'evoluzione dell'incendio valutata da GoZone è in accordo con l'osservazione fatta durante il test e riportata dagli autori nella loro pubblicazione [2].

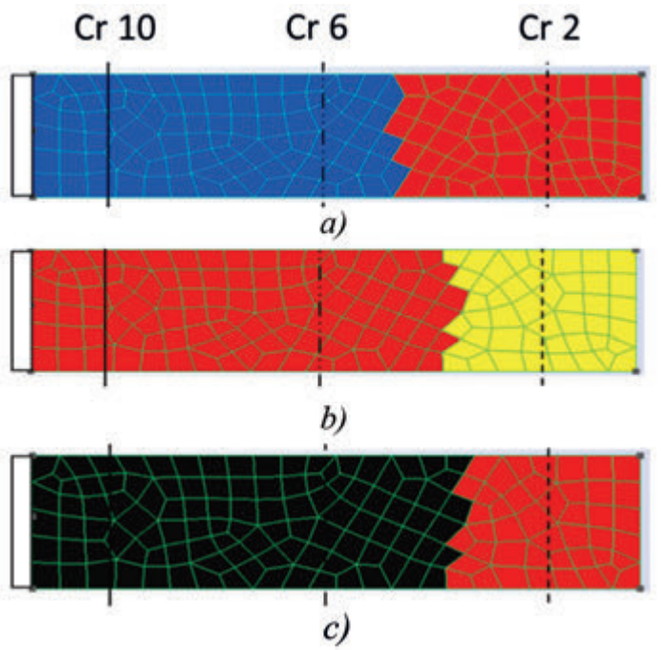


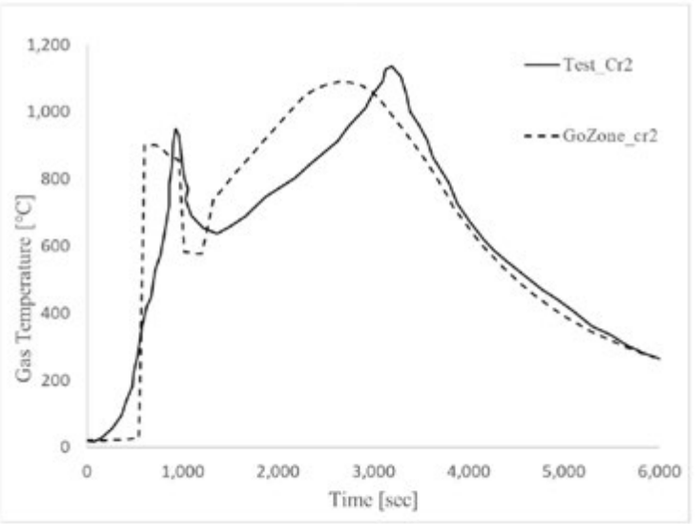
Fig. 3-8 | Evoluzione del fuoco: a) 15 min; b) 23 min; c) 53 min.

3.3.2 Confronto della temperatura del gas

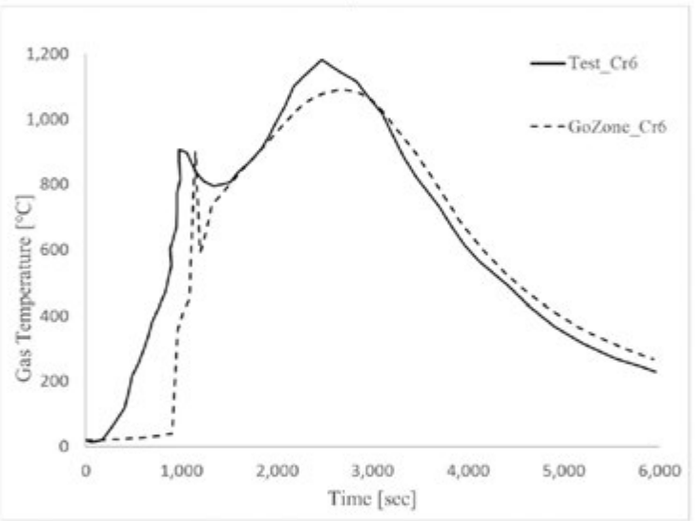
La temperatura del gas è stata misurata durante il test nella linea centrale del compartimento perpendicolarmente alle linee di combustibile Cr2, Cr6 e Cr10. Un confronto in termini di evoluzione della temperatura del gas può confermare la qualità della previsione della dinamica del fuoco data da GoZone in Figura 3-8, assumendo la propagazione del fuoco e le quantità relative alla temperatura del gas strettamente correlate. Figura 3-9 mostra un confronto tra la temperatura misurata durante il test e quella valutata da GoZone.

La linea continua rappresenta la temperatura del gas misurata durante il test, mentre la linea tratteggiata rappresenta la valutazione di GoZone.

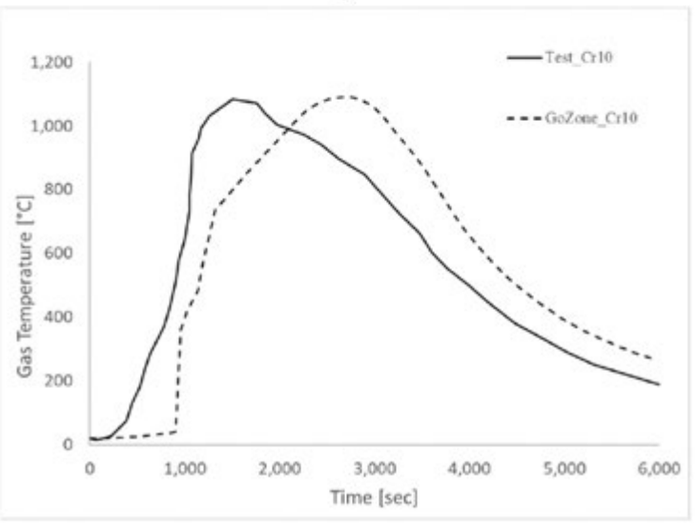
Figura 3-9 mostra che i due picchi separati di temperatura quando il fuoco viaggia avanti e indietro possono essere riprodotti dalla previsione GoZone a priori. Inoltre GoZone prevede correttamente



a)



b)



c)

Fig. 3-9 | Confronto temperatura gas: a) Cr 2; b) Cr 6; c) Cr 10

la temperatura massima nella linea Cr10 che è la più vicina all'apertura. In aggiunta anche la durata totale dell'incendio sembra essere ben prevista da GoZone. Il tempo totale di simulazione è inferiore a 1 minuto.

4 Conclusioni

L'articolo presenta un modello numerico per prevedere lo sviluppo dell'incendio nei compartimenti. L'idea di base è quella di combinare un modello esistente a due zone con una discretizzazione del compartimento con discretizzazione in celle triangolari o quadrilatere di dimensioni finite, dove ogni cella è definita secondo le proprie caratteristiche per quanto riguarda la descrizione del combustibile e il proprio stato di combustione. La propagazione del fuoco è guidata dalle radiazioni provenienti dalle fiamme e dallo strato di fumo caldo.

Pur essendo basato su ipotesi semplificate, questo modello ha dimostrato di avere la capacità di prevedere molte delle caratteristiche importanti dello sviluppo di un incendio in un compartimento, dall'innesco all'incendio generalizzato come la propagazione del fuoco e lo sviluppo della temperatura.

GoZone ha la capacità di rappresentare diverse caratteristiche del compartimento (forma reale della vista planimetrica del pavimento, posizione reale e superficie di qualsiasi apertura) e delle caratteristiche del carico di incendio (densità, velocità di densità di rilascio del calore, costante di tempo per la propagazione del fuoco, tutte eventualmente variabili attraverso il compartimento, più qualsiasi posizione possibile per l'origine del fuoco).

Inoltre, il tempo di simulazione dei problemi attuali su un laptop comune è nell'ordine di minuti. Questo modello ha l'ambizione di occupare una nicchia vuota tra i modelli analitici con il loro campo di applicazione molto limitato e i modelli CFD più versatili ma così costosi in termini di tempo e legati a parametri non familiari ad un ingegnere civile.

Una possibile applicazione di GoZone potrebbe essere quella di dare una prima approssimazione dei risultati dei diversi scenari di incendio, riducendo così il numero di simulazioni CFD da eseguire, apportando così un serio beneficio ai professionisti del settore. GoZone è in continua fase di sviluppo, la possibilità di comunicare con il software agli elementi finiti SAFIR [32] è stata implementata per eseguire una analisi meccanica completa a partire dalle temperature del gas di output da GoZone.

La validazione di ulteriori test sperimentali è in corso e saranno presto pubblicati i risultati riguardanti la verifica delle temperature degli elementi strutturali con le temperature degli elementi misurate nei test sperimentali.

REFERENCES

[1] X. Dai, S. Welch, A. Usmani, A critical review of “travelling fire” scenarios for performance-based structural engineering, Fire Saf. J. 91 (2017) 568–578. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.04.001.

[2] T.R.K. and B.N.P. B.R. Kirby, D.E. Wainman, L.N. Tomlinson, NATURAL FIRES IN LARGE SCALE COMPARTMENTS, Int. J. Eng. Performance-Based Fire Codes. 1 (1999) 43–58.

[3] G. Rein, X. Zhang, P. Williams, B. Hume, A. Heise, Multi-Storey Fire Analysis for High-Rise Buildings, 11th Interflam. (2007) 605–616.

[4] G. Clifton, Fire Models for Large Firecells, HERA Rep. R4-83 C. (1996) 124.

[5] J. Stern-Gottfried, G. Rein, Travelling fires for structural design-Part I: Literature review, in: Fire Saf. J., Elsevier, 2012: pp. 74–85. https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.06.003.

[6] E. Rackauskaite, C. Hamel, G. Rein, Improved travelling fires methodology - iTFM, in: Appl. Struct. Fire Eng., Czech Technical University in Prague, 2017. https://doi.org/10.14311/asfe.2015.063.

[7] X. Dai, S. Welch, D. Rush, M. Charlier, J. Anderson, Characterising natural fires in large compartments – revisiting an early travelling fire test (BST/FRS 1993) with CFD, in: 15th International Interflam Conference, London, 2019: p. 12.

[8] K. McGrattan, R. Mcdermott, S. Hostikka, J. Floyd, Fire Dynamics Simulator (Version 5) User ’ s Guide, Nist Spec. Publ. (2010).

[9] X. Dai, A. Gamba, J. Anderson, M. Charlier, D. Rush, S. Welch, Numerical Modelling of Fire Spread on Wood Cribs: Parametric Analysis and impact on Fire Modes, Combust. Flame. (2021).

[10] M. Charlier, O. Vassart, X. Dai, S. Welch, J. Sjöström, J. Anderson, A. Nadjai, A simplified representation of travelling fire development in large compartment using CFD analyses, in: 2020. https://doi.org/10.14264/5af38e2.

[11] J. Sandström, X. Cheng, M. Veljkovic, U. Wickström, T. Heistermann, Travelling fires for CFD, in: Fire Saf. Sci., 2011: pp. 1479–1488. https://doi.org/10.3801/IAFSS.FSS.10-1479.

[12] M. Charlier, A. Gamba, X. Dai, S. Welch, O. Vassart, J.-M. Franssen, Modelling the influence of steel structure compartment geometry on travelling fires, Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build. (2021) 1–10. https://doi.org/10.1680/jstbu.20.00073.

[13] J.F. Geuzaine, C.; Remacle, Gmsh: a Three-Dimensional Finite Element Mesh Generator with Built-in Pre- and Post-Processing, Facil. Int. J. Numer. Meth. Eng. 79 (2009) 1309–1331.

[14] A. Gamba, A numerical model based on cellular automata to assess travelling fires, University of Liege, 2021.

[15] J.F. Cadorin, J.-M. Franssen, A tool to design steel elements submitted to compartment fires—OZone V2. Part 1: pre- and post-flashover compartment fire model, Fire Saf. J. 38 (2003) 395–427. https://doi.org/10.1016/S0379-7112(03)00014-6.

[16] J.F. Cadorin, D. Pintea, J.C. Dotreppe, J.M. Franssen, A tool to design steel elements submitted to compartment fires - OZone V2. Part 2: Methodology and application, Fire Saf. J. 38 (2003) 429–451. https://doi.org/10.1016/S0379-7112(03)00015-8.

[17] J. Quartieri, N.E. Mastorakis, G. Iannone, C. Guarnaccia, A Cellular Automata model for fire spreading prediction, in: Int. Conf. Urban Plan. Transp. - Proc., 2010: pp. 173–179.

[18] A. Gamba, J.-M. Franssen, GoZone: A Numerical Model for Travelling Fires Based on Cellular Automata Concept, Appl. Sci. 2021, Vol. 11, Page 10679. 11 (2021) 10679. https://doi.org/10.3390/APP112210679.

[19] S. Wolfram, Statistical mechanics of cellular automata, Rev. Mod. Phys. (1983). https://doi.org/10.1103/RevModPhys.55.601.

[20] A. Gamba, J.-M. Franssen, GOZONE: A NUMERICAL MODEL FOR TRAVELLING FIRES, in: Applications of Structural Fire Engineering - ASFE21, Ljubljana, 2021.

[21] M.J. Spearpoint, J.G. Quintiere, Predicting the piloted ignition of wood in the cone calorimeter using an integral model - Effect of species, grain orientation and heat flux, Fire Saf. J. (2001). https://doi.org/10.1016/S0379-7112(00)00055-2.

[22] D. Drysdale, An Introduction to Fire Dynamics: Third Edition, 2011. https://doi.org/10.1002/9781119975465.

[23] R. Fleury, Evaluation of Thermal Radiation Models for Fire Spread Between Objects, University of Canterbury, 2011.

[24] F.P. Incropera, D.P. DeWitt, T.L. Bergman, A.S. Lavine, Fundamentals of Heat and Mass Transfer 6th Edition, 2007. https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2011.03.022.

[25] CEN- European Committee for Standardization, EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire, 2002. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004.

[26] A. Nadjai, C.G. Bailey, O. Vassart, S. Han, B. Zhao, M. Hawes, J.M. Franssen, I. Simms, Full-scale fire test on a composite floor slab incorporating long span cellular steel beams, Struct. Eng. (2011). https://doi.org/10.1136/bmj.g22.

[27] J. Degler, A. Eliasson, J. Anderson, D. Lange, D. Rush, A-Priori modelling of the Tisova fire test as input to the experimental work, First Int. Conf. Struct. Saf. under Fire Blast. (2015).

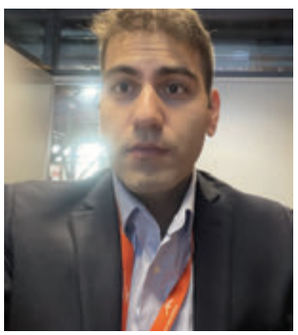
[28] M. Charlier, A. Gamba, X. Dai, S. Welch, O. Vassart, J.-M. Franssen, CFD analyses used to evaluate the influence of compartmentgeometry on the possibility of development of a travelling fire., in: SIF (Ed.), Belfast, 2018: pp. 341–348.

[29] K. Horová, T. Jána, F. Wald, Temperature heterogeneity during travelling fire on experimental building, Adv. Eng. Softw. 62–63 (2013) 119–130. https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.05.001.

[30] X. Dai, S. Welch, O. Vassart, K. Cábová, L. Jiang, J. Maclean, G.C. Clifton, A. Usmani, An extended travelling fire method framework for performance-based structural design, in: Fire Mater., 2020: pp. 437–457. https://doi.org/10.1002/fam.2810.

[31] K. Horová, F. Wald, A. Bouchair, Travelling Fire in Full-Scale Experimental Building, in: Des. Fabr. Econ. Met. Struct., 2013: pp. 371–376. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36691-8_56.

[32] J.M. Franssen, T. Gernay, Modeling structures in fire with SAFIR®: Theoretical background and capabilities, J. Struct. Fire Eng. 8 (2017) 300–323. https://doi.org/10.1108/JSFE-07-2016-0010/FULL/XML.



Antonio Gamba

Collaboratore scientifico presso Università di Liegi. Doppia laurea in ingegneria civile presso l'Università di Bologna e l'Università di Liegi (Belgio). Tirocinante nel laboratorio di fuoco dell'Università di Liegi dove ha maturato la sua passione per la FSE decidendo di presentare una tesi di laurea sulle forze indotte nei sistemi strutturali (acciaio e C.A.) derivanti dalle azioni termiche generate da fuochi localizzati. Successivamente presso l'Università di Liegi ha svolto un dottorato di ricerca volto alla creazione di un modello agli elementi finiti per la modellazione dei "Travelling Fires". I temi trattati vertevano sulla dinamica d'incendio, valutata attraverso modelli basati sulla fluidodinamica computazionale (CFD) e strutture sottoposte ad azione termica studiate attraverso software agli elementi finiti come SAFIR. Il lavoro ha assunto interesse progettuale con lo sviluppo del software GoZone. In parallelo al dottorato ha svolto consulenze per clienti principalmente in Francia ed in Italia. Attualmente impiegato presso ArcelorMittal Lussemburgo come R&D Fire Safety Engineer.



Jean-Marc Franssen

Professore associato all' Università di Liegi in "building design and construction processes" e " Building technology", Direttore del laboratorio per i test a fuoco dell'Università di Liegi, Membro del consiglio superiore di sicurezza contro fuoco ed esplosioni in Belgio (SPF Interior). Master in ingegneria civile nel 1982 (Università di Liegi), Dottorato in Scienze applicate nel 1987 (Università di Liegi), esperienza in numerose consulenze tecniche per una grande varietà di progetti. Co-creatore del software SAFIR, considerato tra i massimi esperti nelle strutture esposte a condizioni di incendio.

L'AUVENT di JEAN NOUVEL: EMBLEMA DEL RINNOVAMENTO AL PARCO DI ESPOSIZIONE EXPO - PORTA DI VERSAILLES – PARIGI – PADIGLIONE 6

JEAN NOUVEL'S AUVENT : EMBLEM OF MODERNIZATION AT THE EXPO EXHIBITION PARK - PORT OF VERSAILLES - PARIS - HALL 6

Ing. Marco Schiavon* | BITRAVI ENGINEERING S.r.l.

La costruzione del Padiglione 6 del Parco Esposizioni EXPO di Porte de Versailles a Parigi è impreziosita, sulla facciata nord, da una megastruttura mobile chiamata "Auvent", un'eccezionale opera d'arte di Jean Nouvel, che segna l'ingresso principale dell'edificio ed è quasi un punto focale del Parco con il suo design futuristico arricchito da un fantastico multischermo, che trasmette informazioni per i visitatori su 636 schermi LED allungati.

The construction of Pavilion 6 at the EXPO Exhibition Park of Porte de Versailles in Paris is embellished on the north façade by a mobile megastructure called 'Auvent', an outstanding work of art by Jean Nouvel, which marks the main entrance of the building and is almost a focal point in the Park with its futuristic design enriched by a fantastic multi-screen, broadcasting information for the visitors on 636 elongated LED screens.



*Corresponding author. Email: m.schiavon@bitravieng.com

Introduzione e Impostazione Architettonica

L' Auvent è composto da una struttura mobile che ruota attorno alla sua base. Nella posizione più bassa, la copertura è inclinata di 20° rispetto al suolo mentre nella posizione alta di 45°. Questa copertura triangolare fa da supporto a 636 pendrillons che sostanzialmente sono dei "tronchi di luce", espressi da lunghi schermi a LED sospesi sotto il telaio e che consentono la diffusione di informazioni per i visitatori.

Ed in effetti una pioggia di luce sublima l'ingresso del nuovo padiglione 6: "Bisogna creare il desiderio di andarci", dice l'architetto Jean Nouvel, creatore di questa struttura avveniristica. Una pura invenzione già emblema dell'Expo-Porte de Versailles di Parigi.

La punta dell'Auvent si innalza fino a 50 m di altezza. Come una maestosa "bandiera "colorata i 636 pannelli verticali sospesi segnalano l'imminenza di una apertura di una Esposizione fieristica. "Si crea un rituale di apertura e chiusura", spiega Jean Nouvel. "Una serie di eventi si susseguono. Quando si alza, preparano la mostra. Quando si accende, arriva".

Questi tronchi di luce (pendrillons) sono personalizzabili, da collegarsi di volta in volta al contenuto della mostra. La struttura in acciaio che li sostiene è molto snella per dare un carattere slanciato all'insieme nonostante la lunghezza di quasi 70 m sino alla punta del triangolo. "I 636 Pendrillons scompaiono per dar luogo a una misteriosa mobilità ", secondo le parole di Jean Nouvel; una "sensazione di leggerezza" nonostante le 400 t della struttura.

Sopra la presenza di una copertura trasparente in ETFE contribuisce alla protezione dei visitatori che si avvicinano al padiglione.

Descrizione della Struttura

Possiamo sintetizzare l'intero Auvent come l'unione di una sovrastruttura in acciaio e di una sottostruttura costituita dai pendrillons e dal loro sistema di stabilizzazione orizzontale creato dalla maglia delle "nappe" e dai "butons e totem" (figura 1).

Come prima già preannunciato, la struttura superiore (sovrastruttura) in acciaio che regge i pendrillons è di pianta triangolare di dimensioni massime di base circa 50 m e di altezza di circa 70 m. È costituita da una struttura primaria a cassone allineata ai lati lunghi del triangolo dalla altezza variabile da un massimo di 750 mm ad una altezza minima di circa 350 mm: le strutture primarie sono collegate trasversalmente da strutture reticolari secondarie a passo di circa 7400 mm costituite dalla briglia superiore e diagonali in profilo tubolare e dalla briglia inferiore in profilo elettrosaldato a forma di T per alloggiamento inferiore della canala di gronda. A queste si collegano le strutture terziarie realizzate in profilo tubolare e le strutture quaternarie in profilo a cassone dalle dimensioni massime di 200x100 mm. Tutta la sovrastruttura descritta sopra trova appoggio su due pile in acciaio di altezza di circa 6 m posizionate alla base del triangolo e su due cilindri idraulici situati nella parte anteriore a circa 14 m dalle pile.

Si riportano nelle figure 2-3 gli schemi delle strutture primarie, secondarie, terziarie e quaternarie.

La sottostruttura, ordita su tre livelli differenti a quota -3,0, -6,0 e -10,0 m , è costituita da una maglia di "nappe" (cavi incrociati) di dimensioni 16/30 mm che collegano lateralmente i 636 pendrillons realizzando di fatto un sistema di controventamento ai tre livelli di orditura : il sistema viene poi chiuso lateralmente da elementi rigidi orizzontali " butons " (realizzati con profili tubolari a quota -3,0 m e da nappe di diametro 30 mm a quota -6,0 e -10,0 m) e da elementi verticali denominati "totem" costituiti da elementi tubolari di dimensioni 400x400 mm che si collegano alla struttura primaria prima descritta.

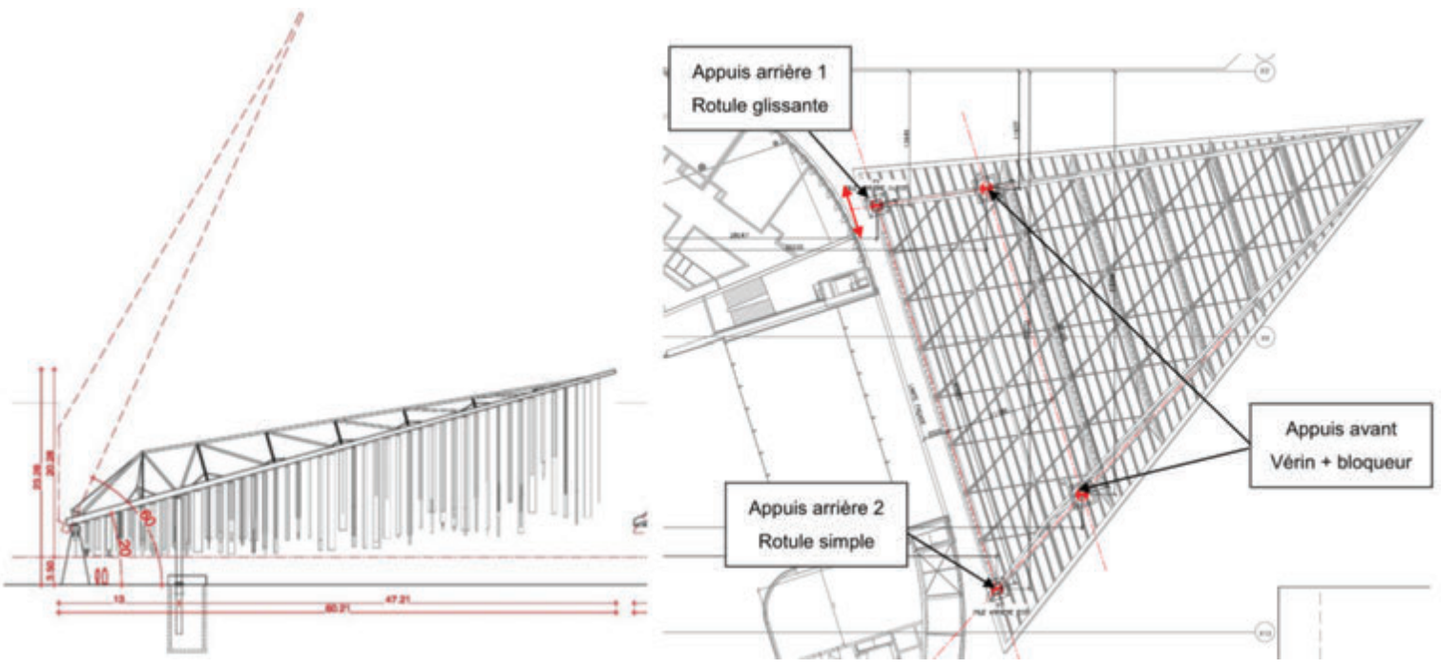


Fig. 1 | Struttura "AUVENT"

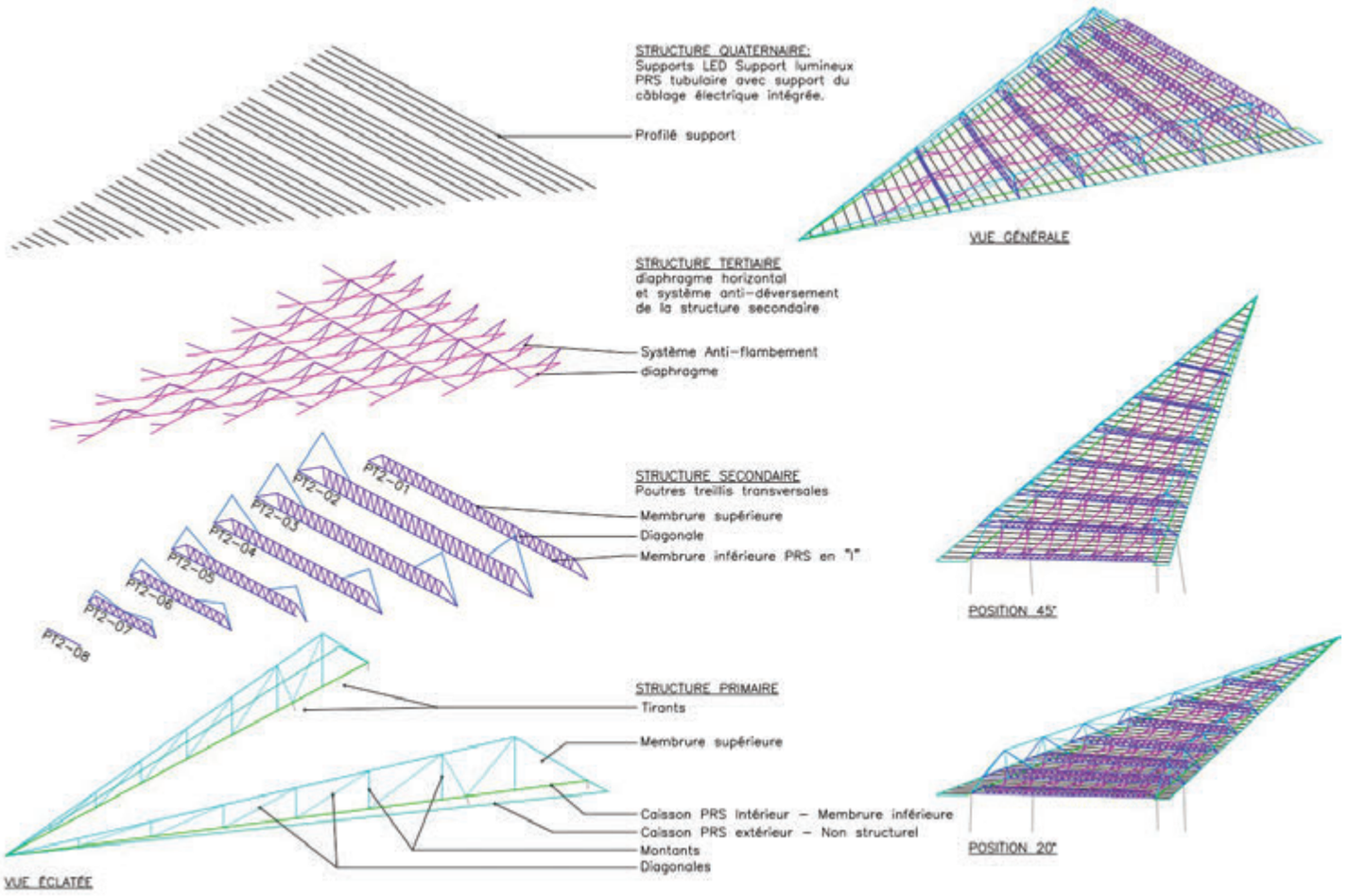
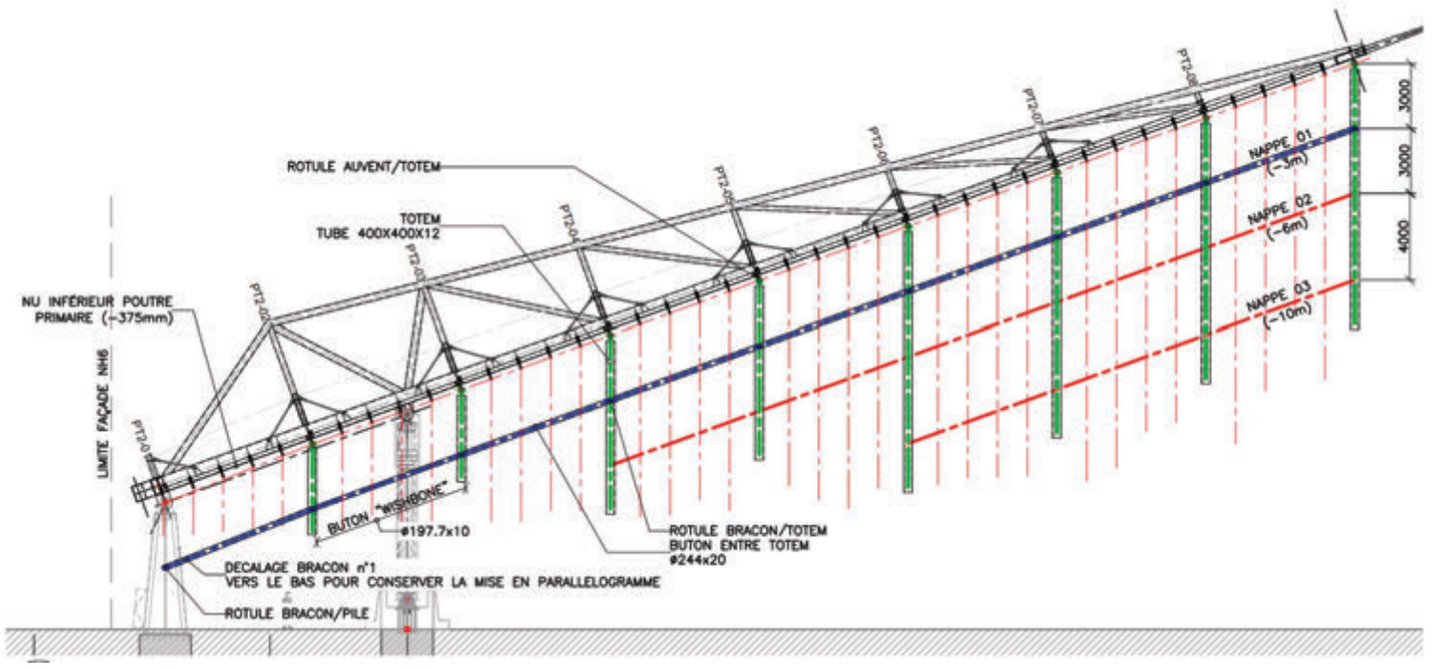


Fig. 2 | Strutture primarie, secondarie, terziarie e quaternarie dell "AUVENT"



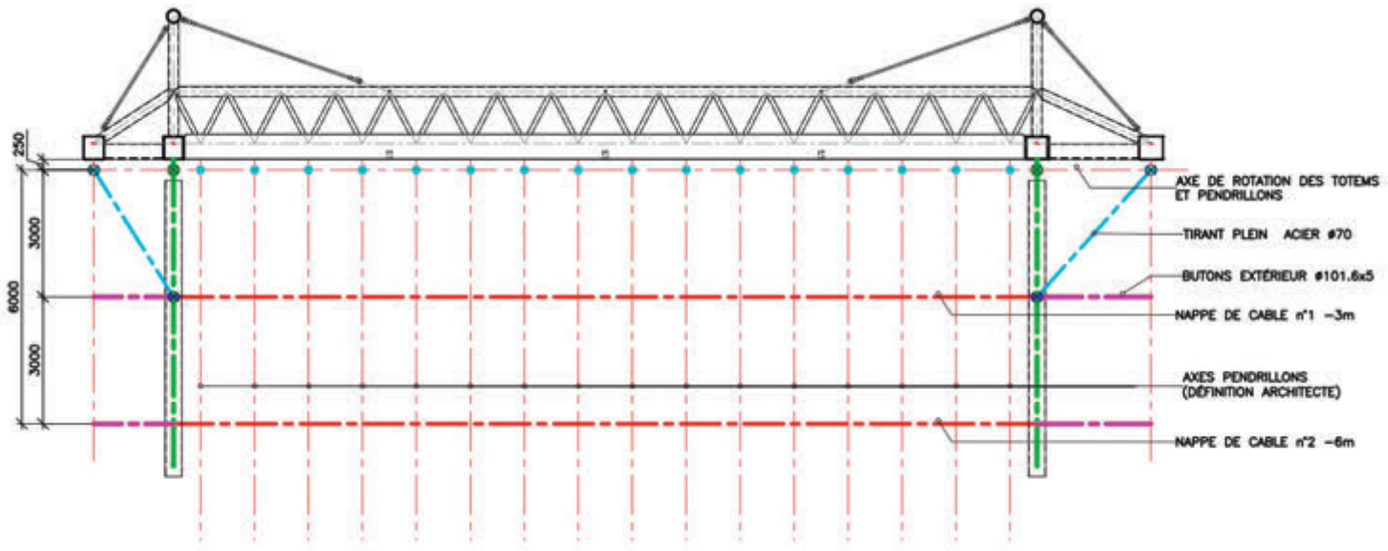


Fig. 3 | Sezioni longitudinali e trasversali dell' "AUVENT "

Progettazione e modellazione strutturale

Per lo studio complessivo della struttura dell'Auvent sono stati utilizzati diversi modelli di calcolo, sia per distinguere le due condizioni limite di posizionamento della copertura, 20° e 45°, sia per differenziare le diverse componenti strutturali in gioco: strutture di copertura, sistema Totem-Butons, nappe di controventamento e pendrillons. È quest'ultimo aspetto che risulta peculiare della progettazione svolta per quest'opera.

Le condizioni di carico utilizzate nello studio riguardano:

- i classici carichi gravitazionali permanenti e i carichi permanenti portati dei pendrillons e quello della tende ETFE
- il sovraccarico accidentale dovuto alla neve;
- gli effetti delle temperature, con incidenza quasi trascurabile essendo la struttura concepita per essere isostatica anche nei riferimenti delle espansioni/contrazioni termiche;
- l'azione del vento che risulta essere senza dubbio la condizione più significativa e dimensionante per la struttura;

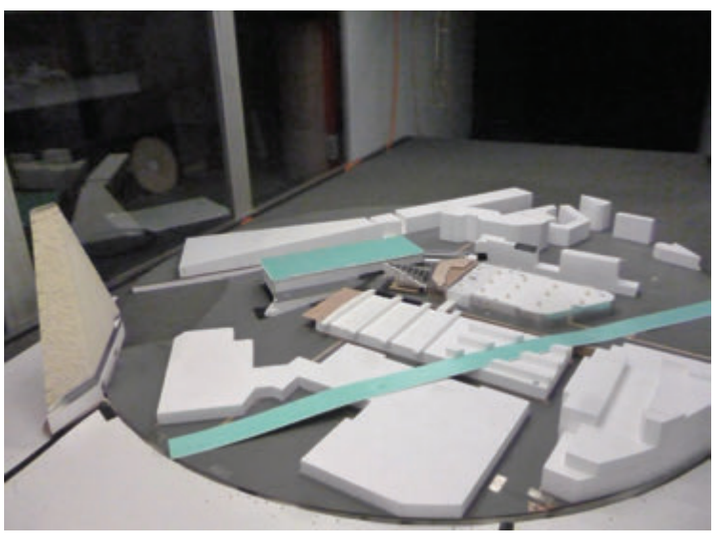


Fig. 4 | Modello in scala utilizzato per lo studio in galleria del vento.

- cedimenti imposti alla base dei pistoni al fine di valutare la possibilità di desincronizzazione dei pistoni di sollevamento, fino ad un massimo di 50 mm di differenziale.

Per la valutazione del carico del vento non sono stati utilizzati i dati di Normativa ma è stato condotto uno studio in galleria del vento su modelli in scala della stessa struttura. Lo studio è stato sviluppato dall'ente Francese di ricerca CSTB, acronimo di "Centre Scientifique et Technique du Bâtiment" (figura 4).

Lo studio è stato sviluppato in maniera tale da ottenere i reali valori di pressione da applicare alla superficie dell'Auvent, suddivisa in 18 aree omogenee. In galleria del vento sono stati valutate molteplici orientamenti della direzione del vento; i tecnici hanno poi individuato le 12 condizioni che massimizzano/minimizzano le 6 diverse componenti principali del torsore alla base risultante (figura 5).

Per quanto riguarda invece gli elementi appesi, siano essi pendrillons o totem, lo studio si è concentrato nel fornire lo sviluppo altimetrico della pressione del vento e due coefficienti di forma, uno per la valutazione del comportamento globale della struttura e l'altro per l'analisi del comportamento locale del singolo elemento (figura 6). Attraverso questi dati, considerando a favore della sicurezza l'orientamento più cautelativo dei pendrillons e totem si è ricavata la forza lineare da applicare a ciascun elemento. Non risultava possibile restituire un dato di forza specifico per ogni singolo pendrillon, a causa principalmente della possibile modifica nel tempo della posizione e dimensione di tali elementi, eventualità che tra l'altro si è più volte verificata.

Per la condizione di posizionamento a 45° viene utilizzato un carico del vento ridotto, con periodo di ritorno più basso, in quanto è previsto l'abbassamento automatico della copertura al raggiungimento di una velocità del vento limitata.

Lo studio dell'applicazione del vento si sviluppa quindi in 6 passaggi specifici:

1. scelta dei 12 casi studio che massimizzano o minimizzano le 6 componenti del torsore alla base;

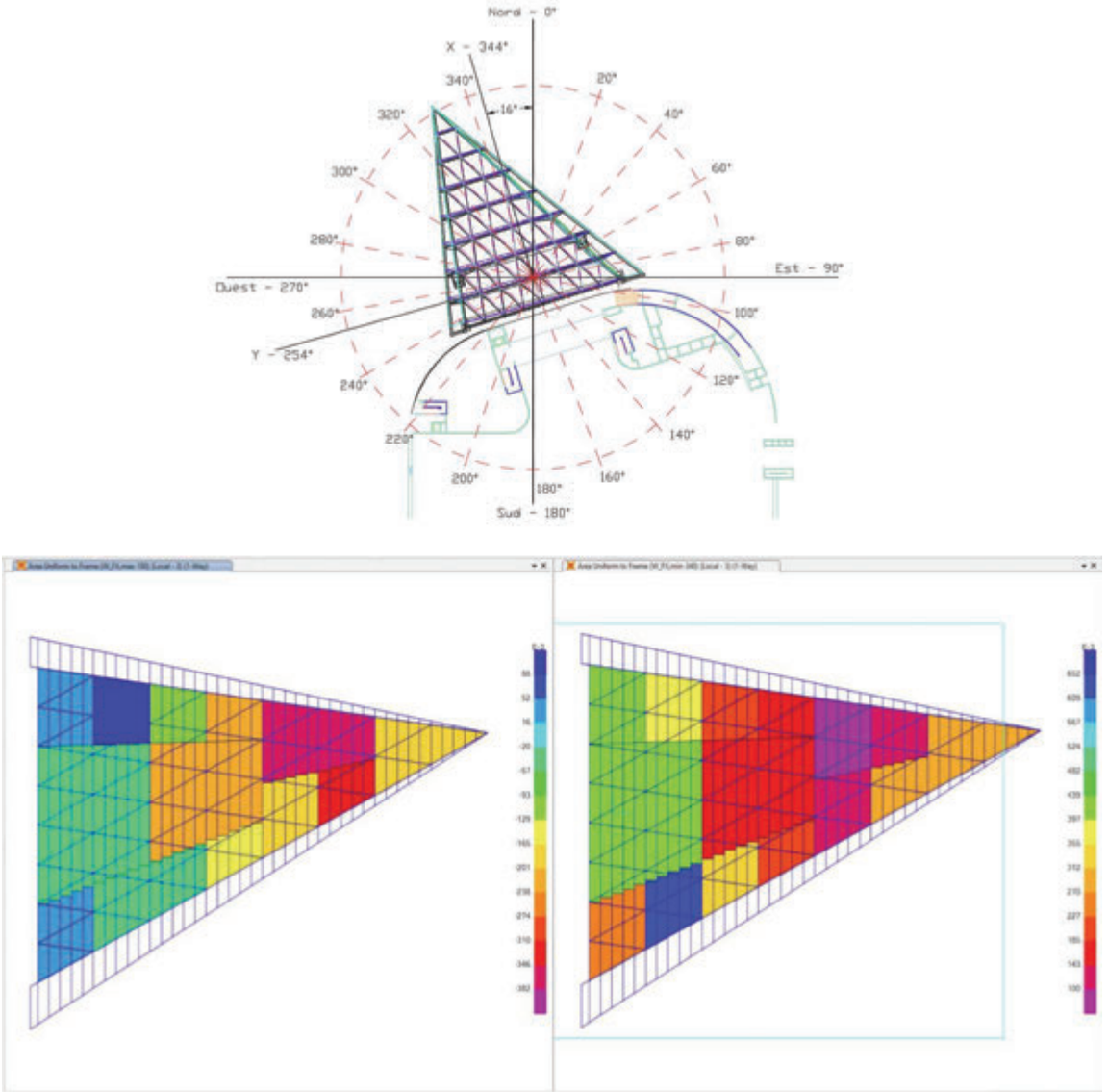


Fig. 5 | Esempio di applicazione della pressione del vento nelle 18 aree della copertura

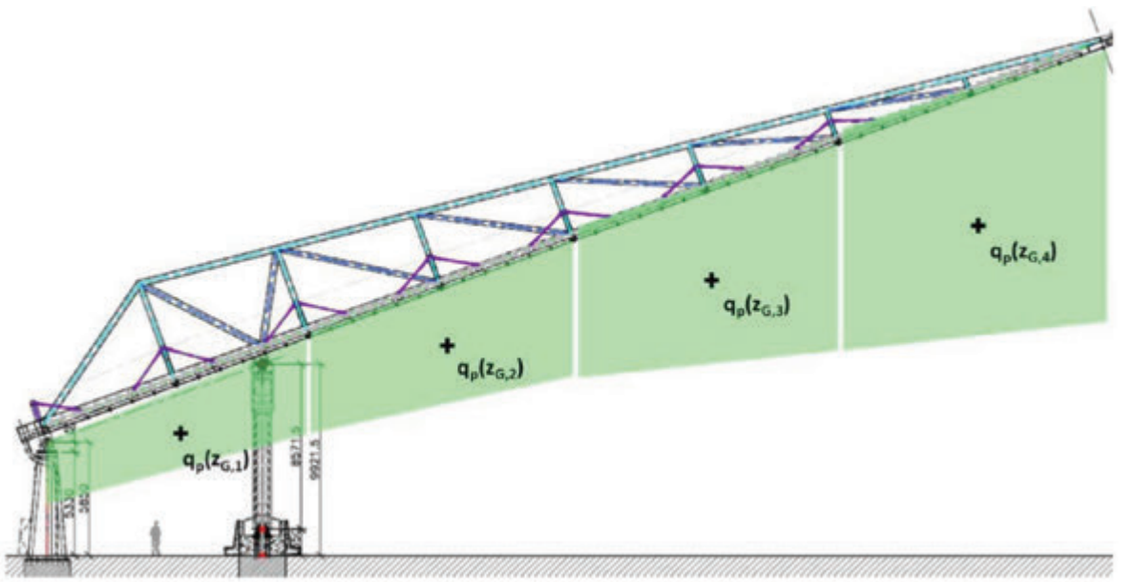


Fig. 6 | Sviluppo altimetrico della pressione del vento

2. definizione del metodo di sommatoria tra carico del vento in copertura e sui pendrillons:

$$W_i = C_{dyn} \times [W_{pendrillon,\,i} + CZ'_{i,co} \times W_{pression,\,i}]$$

dove particolarmente importante è il termine "$CZ'_{i,co}$" ossia il coefficiente di correzione della pressione in copertura. È un coefficiente che permette di tarare la risultante del vento in copertura, sulla base della sola componente Fz (invariante rispetto all'azione applicata ai pendrillons), per garantire l'equivalenza della risultante ottenuta dal modello di calcolo con la risultante ricavata dallo studio in galleria del vento;
3. applicazione del carico in copertura;
4. calcolo del coefficiente di correzione "$CZ'_{i,co}$";
5. applicazione del coefficiente dinamico. Ricavato dal CSTB sulla base del comportamento modale della struttura;
6. applicazione del carico su pendrillons ed altri elementi della sottostruttura appesa.

Come già precedentemente accennato sono stati definiti diversi modelli di calcolo, in particolare per differenziare le diverse componenti strutturali in gioco. Abbiamo quindi in particolare differenziato lo studio della copertura dallo studio della sottostruttura composta da Totem, Butons, Nappe e Pendrillon, (che in seguito chiameremo per semplicità "Sottostruttura").
La decisione di studiare indipendentemente la Sottostruttura dalla copertura deriva dalla complessità dei meccanismi di funzionamento del sistema nappe-pendrillon e dalla necessità di valutare in maniera accurata i mutui spostamenti tra i pendrillons stessi.
In generale sono state utilizzate esclusivamente analisi di tipo Non Lineare anche se nel caso della copertura l'influenza sul risultato è trascurabile essendo gli elementi utilizzati nel modello di tipo Lineare.
Per la Sottostruttura l'incidenza dell'analisi Non Lineare è rilevante in quanto il comportamento del sistema necessità dello studio nel campo dei Grandi Spostamenti, quindi "Analisi statica non lineare, per non linearità geometrica: P-Delta e Grandi Spostamenti".
L'effetto P-Delta include la variazione di rigidezza a seguito del carico applicato, in tal senso, ogni elemento monodimensionale vede incrementata la rigidezza a seguito di un carico assiale di trazione, e viceversa, diminuita per carichi assiali di compressione, mentre, un elemento bidimensionale, è soggetto alla stessa variazione di rigidezza a seguito di carichi membranali.
L'effetto Grandi Spostamenti rappresenta la costruzione della rigidezza nella configurazione deformata: la struttura reagisce al carico deformandosi, l'equilibrio di ogni step viene costruito nella configurazione deformata.
Insieme, l'effetto P-Delta e i grandi spostamenti costituiscono l'effetto del secondo ordine completo, quindi un'analisi che tiene in conto di tali non linearità, consente di studiare la struttura comprendendone gli effetti di instabilità locale e complessiva. Il risultato dell'analisi ha condotto a sviluppare un sistema ottimizzato della maglia di controventamento "Nappe", composta da funi a comportamento esclusivamente a catenaria, definendone i diversi diametri e la forma più appropriata, con una maglia romboidale base all'interno rinforzata con elementi diagonali e funi esterne preformate a catenaria al fine di aumentarne notevolmente la rigidezza (figure 7-9).

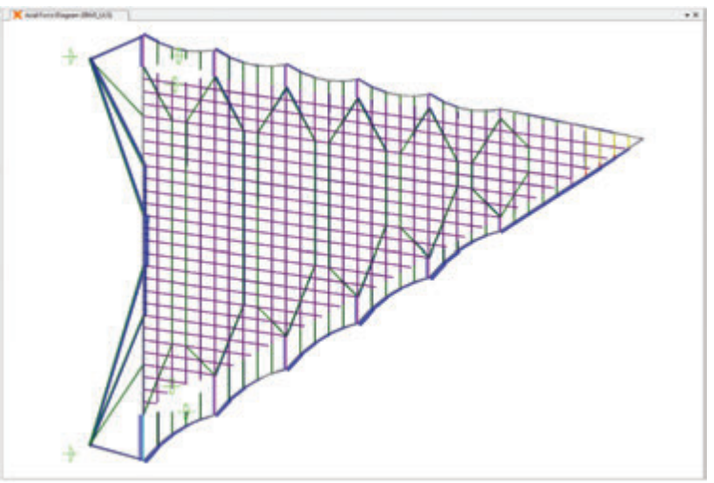


Fig. 7 | Grafico inviluppo sollecitazioni assiali su nappe a -3.0 m (Auvent a 20°)

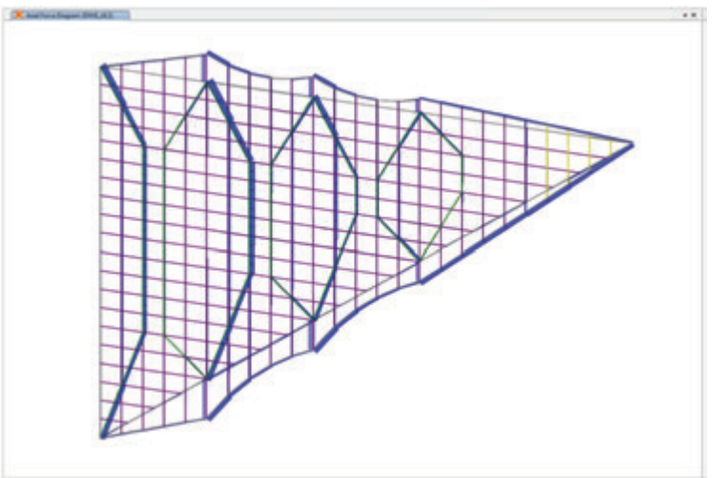


Fig. 8 | Grafico inviluppo sollecitazioni assiali su nappe a -6.0 m (Auvent a 20°)

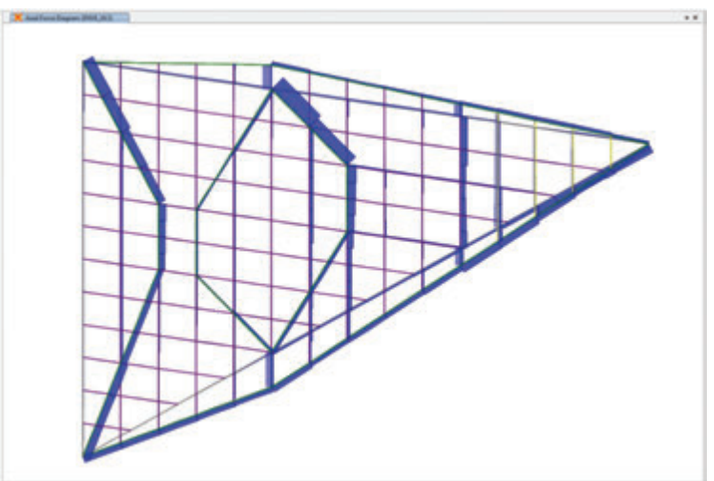
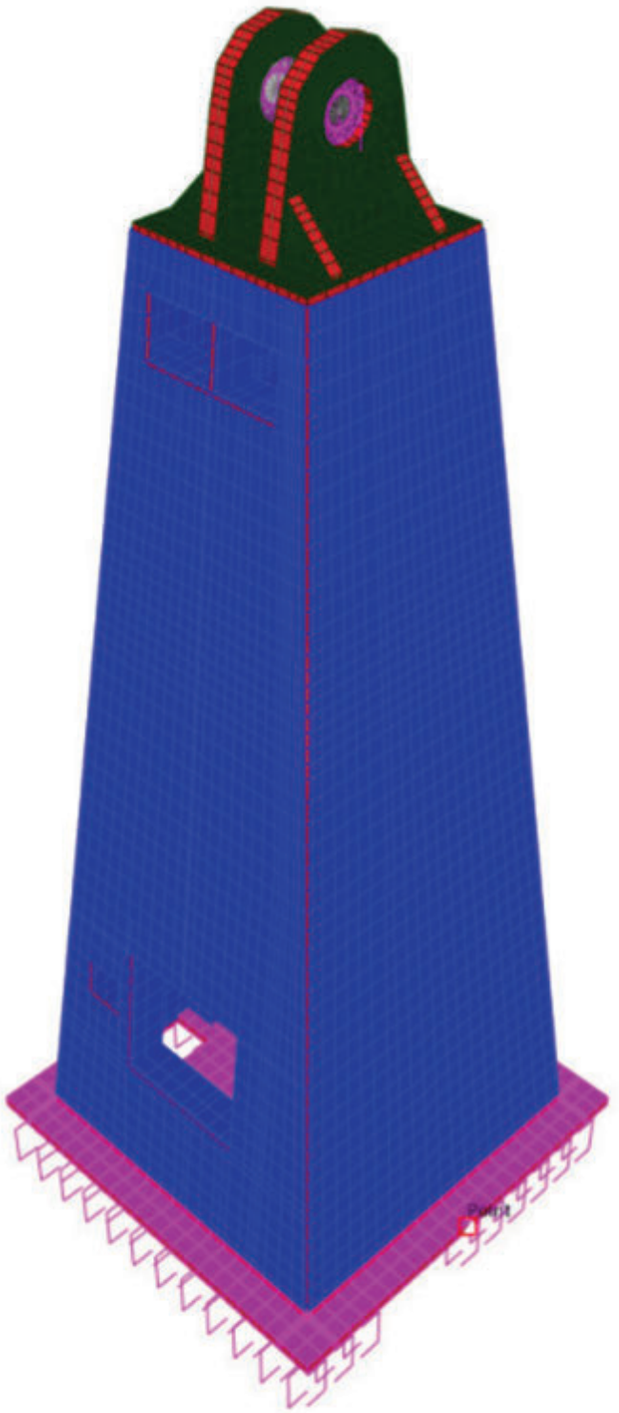


Fig. 9 | Grafico inviluppo sollecitazioni assiali su nappe a -10.0 m (Auvent a 20°)

La configurazione risultante garantisce che sia esclusa la possibilità di urto tra pendrillons nell'ipotesi di carico del vento da progetto.
Particolare cura e attenzione è stata rivolta alla analisi dello stato tensionale degli elementi più sollecitati e dei nodi con sviluppo di modelli ad elementi finiti "localizzati" caricati dalle sollecitazioni del modello globale.
Si riporta nelle figure 10-11 il modello E.F. della Pila in acciaio e la foto dell'elemento realizzato

Si riporta in figura 12 il modello E.F. della connessione tra struttura primaria e secondaria.
Si riportano in figura 13 il modello E.F. delle strutture dei Totem e in figura 14 le foto degli elementi realizzati.
In figura 15 è rappresentato il modello E.F. del collegamento dei tubi della struttura primaria.



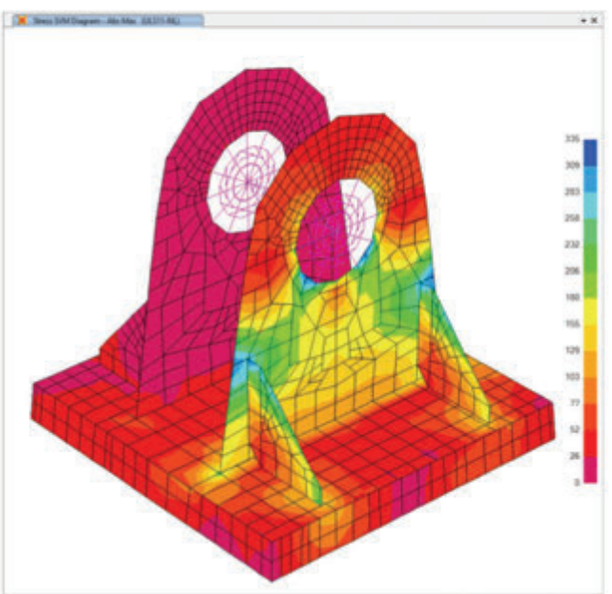


Fig. 10 | Modello E.F. Pila



Fig. 11 –Pila in Acciaio

CINEMATISMO CON SKETCH MODELLO TEKLA

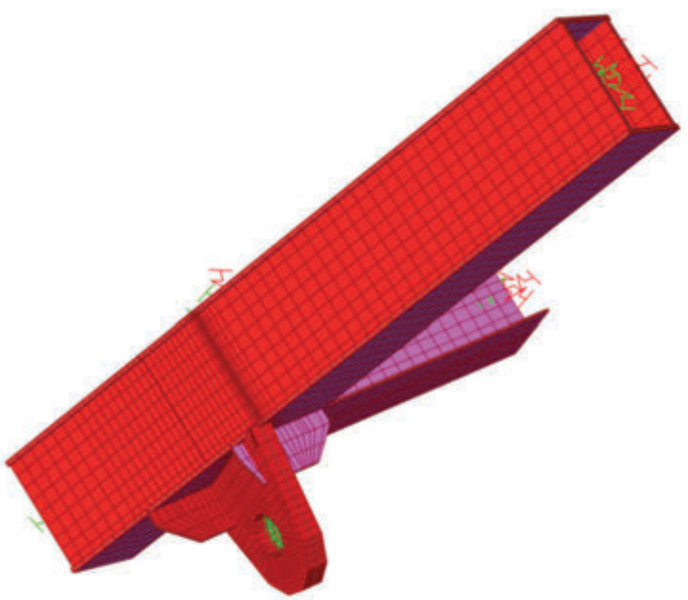
Di fondamentale importanza è stato lo studio dell'intero cinematismo della struttura: è essenziale che durante il sollevamento dai 20° ai 45° si mantenga il principio del "parallelogramma" e quindi il parallelismo formato dalla Struttura primaria e dai butons e la verticalità dei totem (figura 16).

La rotazione della struttura principale è affidata a due snodi sferici, di cui uno fisso ed uno scorrevole, posti al di sopra delle pile. Sebbene questo movimento sia a tutti gli effetti una semplice rotazione su un unico asse, la scelta di utilizzare degli snodi sferici è dovuta alla necessità di assorbire tutti i movimenti dovuti alla deformazione della struttura, soggetta ai carichi ambientali, e gli assestamenti della struttura nel tempo (figura 17).

Il mantenimento di tutto il sistema cinematico e quindi del parallelismo del sistema Totem-Buton è affidato anch'esso a dei snodi sferici inseriti all'interno ed in testa ai totem. Alcuni di questi compiono una semplice rotazione sul proprio asse mente altri, oltre alla rotazione, sono soggetti ad un movimento torsionale dovuto dalla geometria a forma triangolare della struttura (figure 18 -19).

Per i pendrillons invece il movimento è affidato a dei giunti cardanici che consentono la rotazione in tutte le direzioni. Affinché questi non si urtino tra di loro sono collegati alle maglie di cavi (nappe) posizionate sotto la struttura principale dell'Auvent.

Tutti gli snodi sferici sono esenti da manutenzione. Le superfici di strisciamento sono rivestite da PFTE che, oltre a ridurre al minimo gli interventi di manutenzione, offrono un maggiore confort acustico nel movimento. Anche i collegamenti di questi cavi con le strutture di totem e buton sono stati studiati per poter permettere la loro rotazione e al contempo mantenere la geometria della struttura in tutte le posizioni.



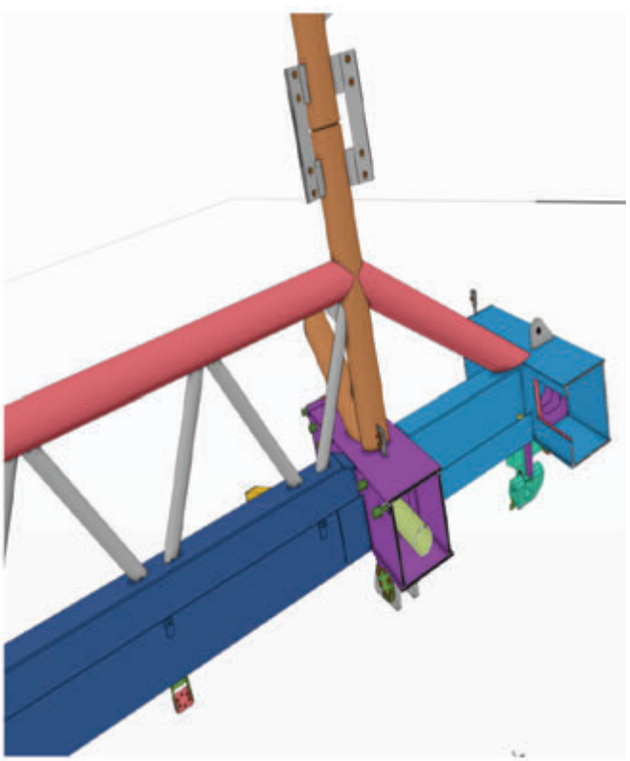


Fig. 12 | Modello E.F. del collegamento Struttura Primaria - Secondaria

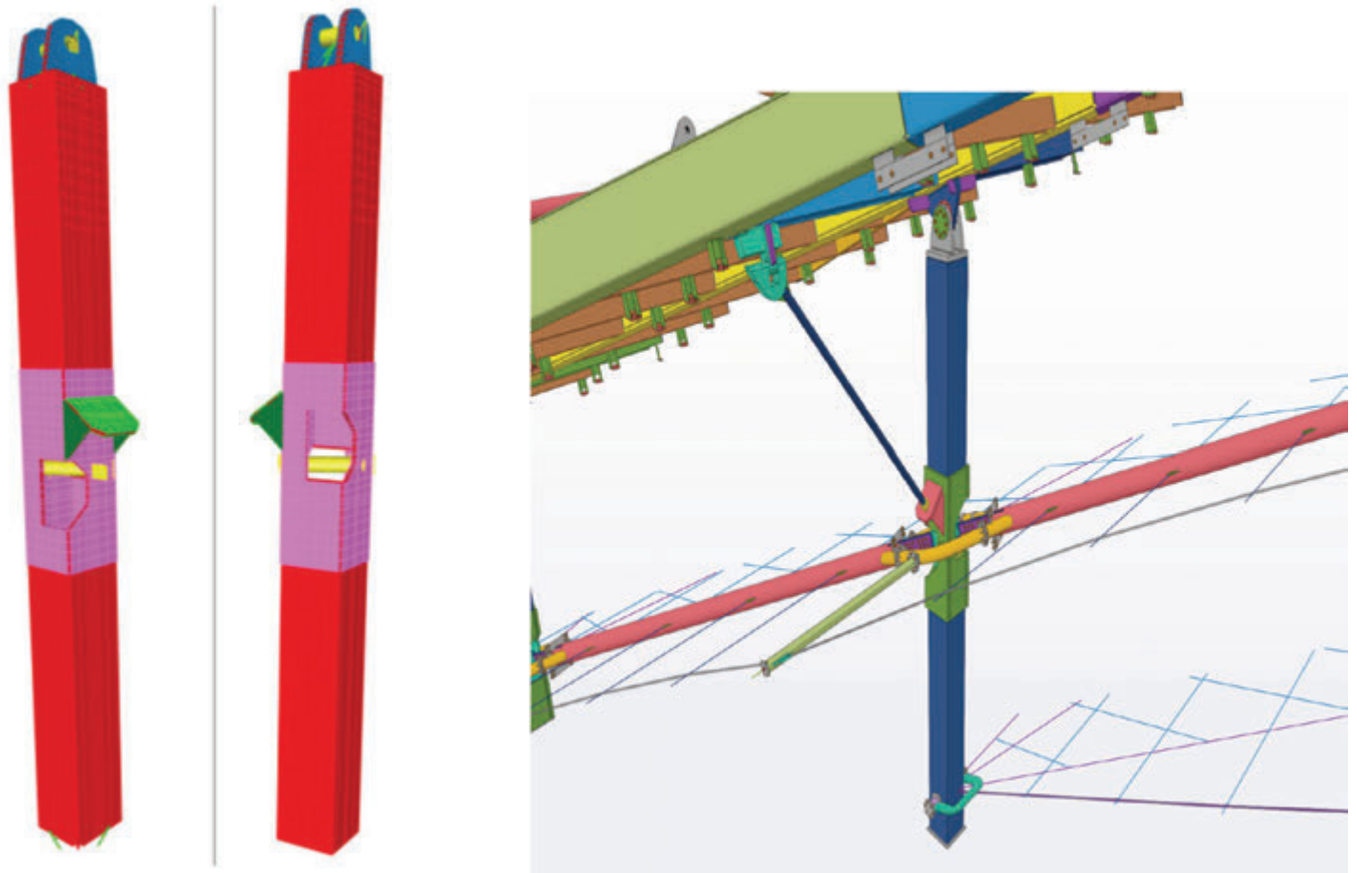


Fig. 13 | Modello E.F. delle strutture dei Totem



Fig. 14 | Strutture dei Totem

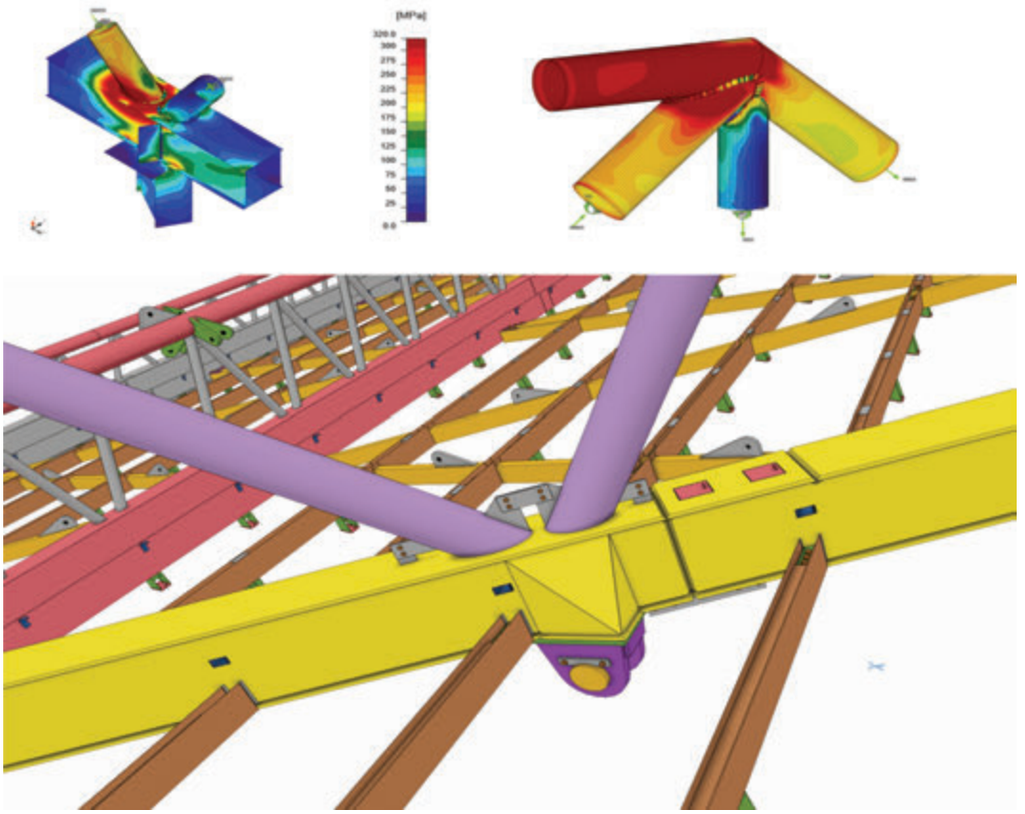


Fig. 15 | Modello E.F. dei collegamenti dei tubi della struttura primaria

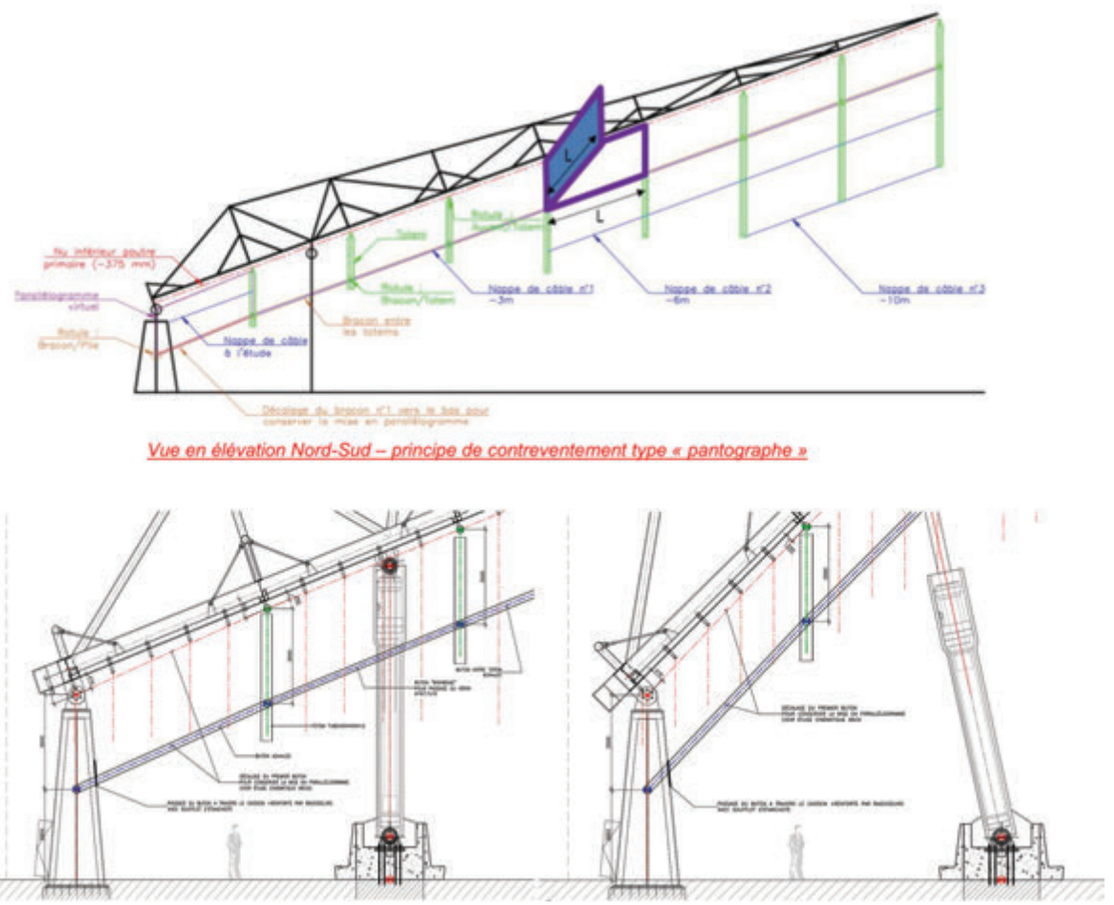


Fig. 16 | Dettagli di cinematismo dell'Auvent (principio del parallelogramma)

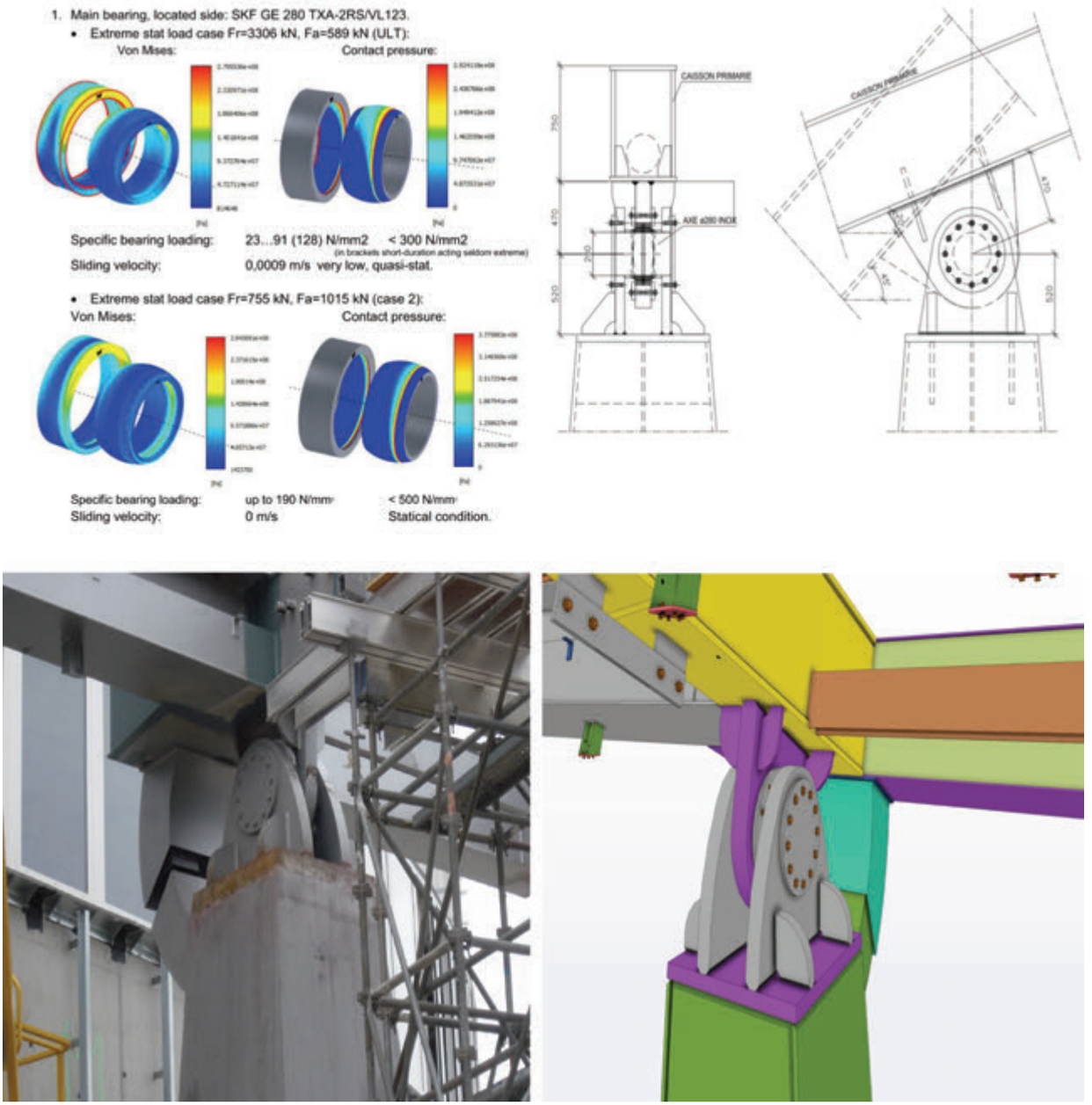


Fig. 17 | Dettagli nodi sferici in corrispondenza del collegamento Pila – Struttura Primaria

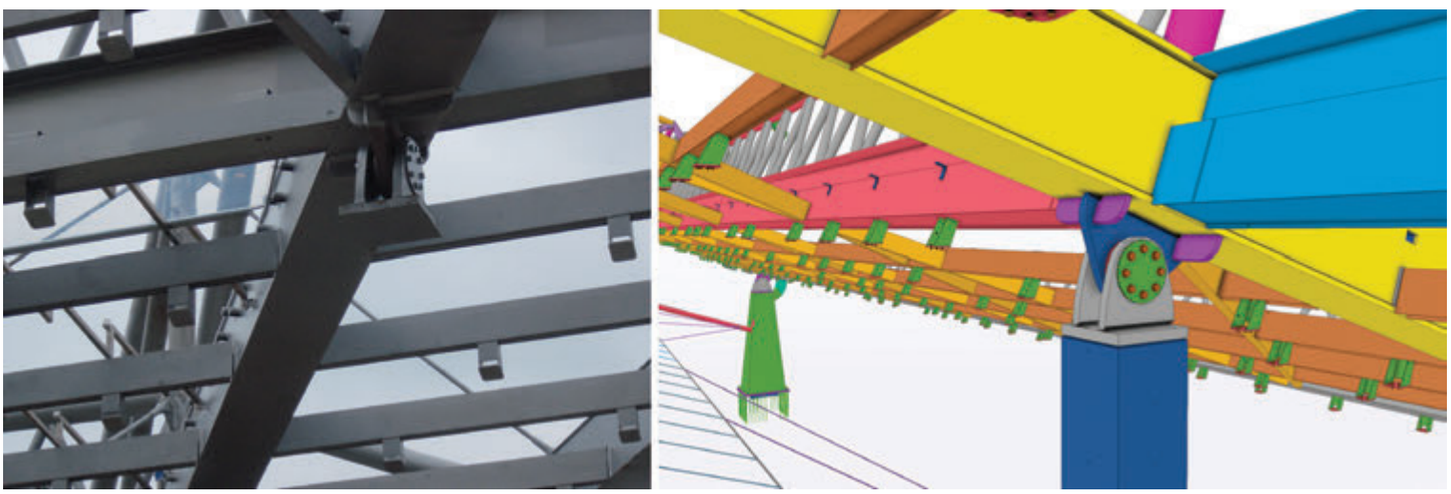


Fig. 18 | Dettagli nodi sferici in corrispondenza del collegamento della Struttura Primaria – Totem



Fig. 19 | Dettagli nodi sferici in corrispondenza del collegamento Totem - Butons



Fig. 20 | Montaggio della struttura primaria su pile provvisorie



Fig. 21 | Montaggio della struttura secondaria-terziaria-quaternaria su pile provvisorie





Fig. 22 | Sollevamento Auvent con autogrù



Fig. 23 | Posizionamento cilindri idraulici



Fig. 24 | Montaggio Totem – Butons- Nappe

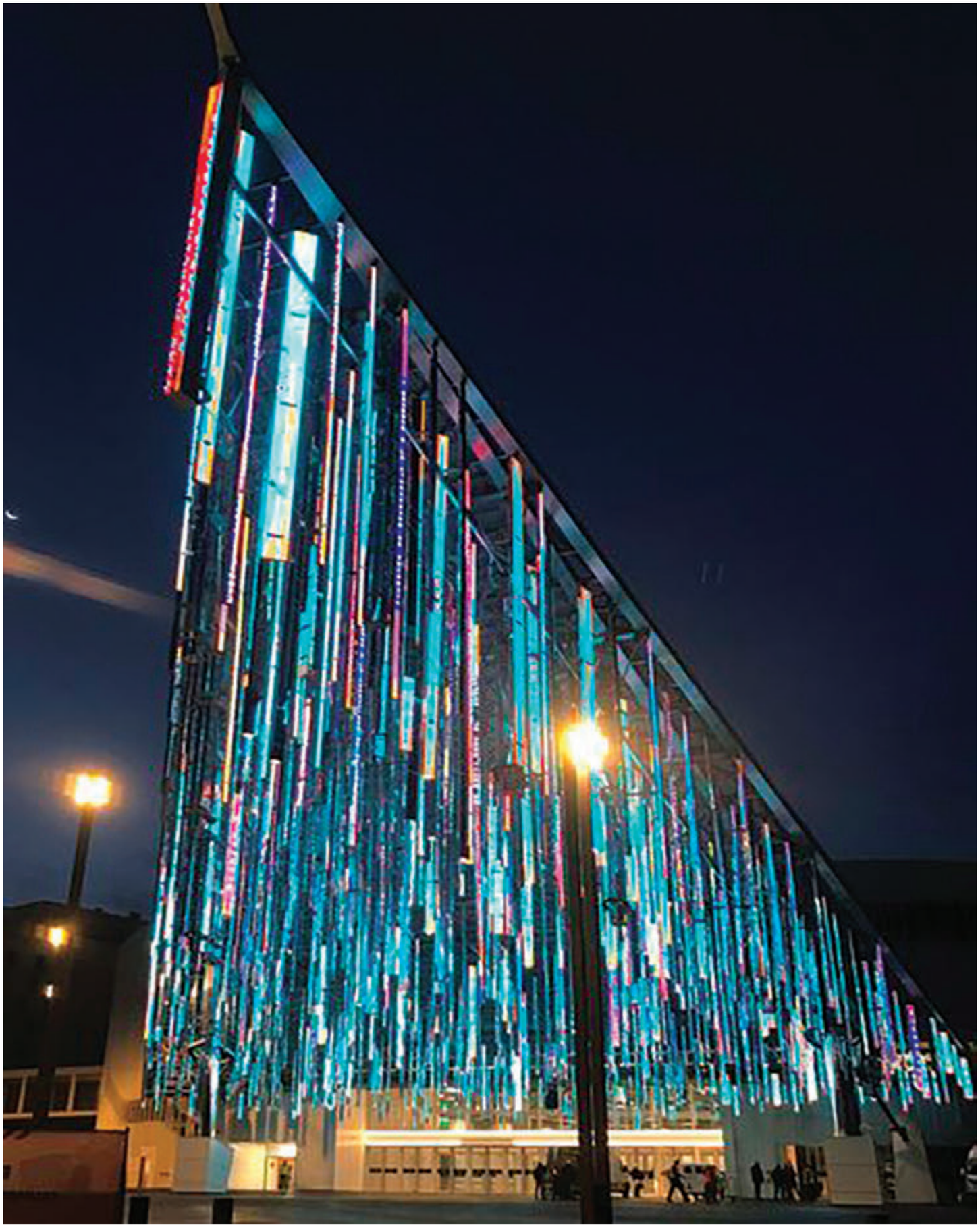


Fig. 25 | Struttura completata

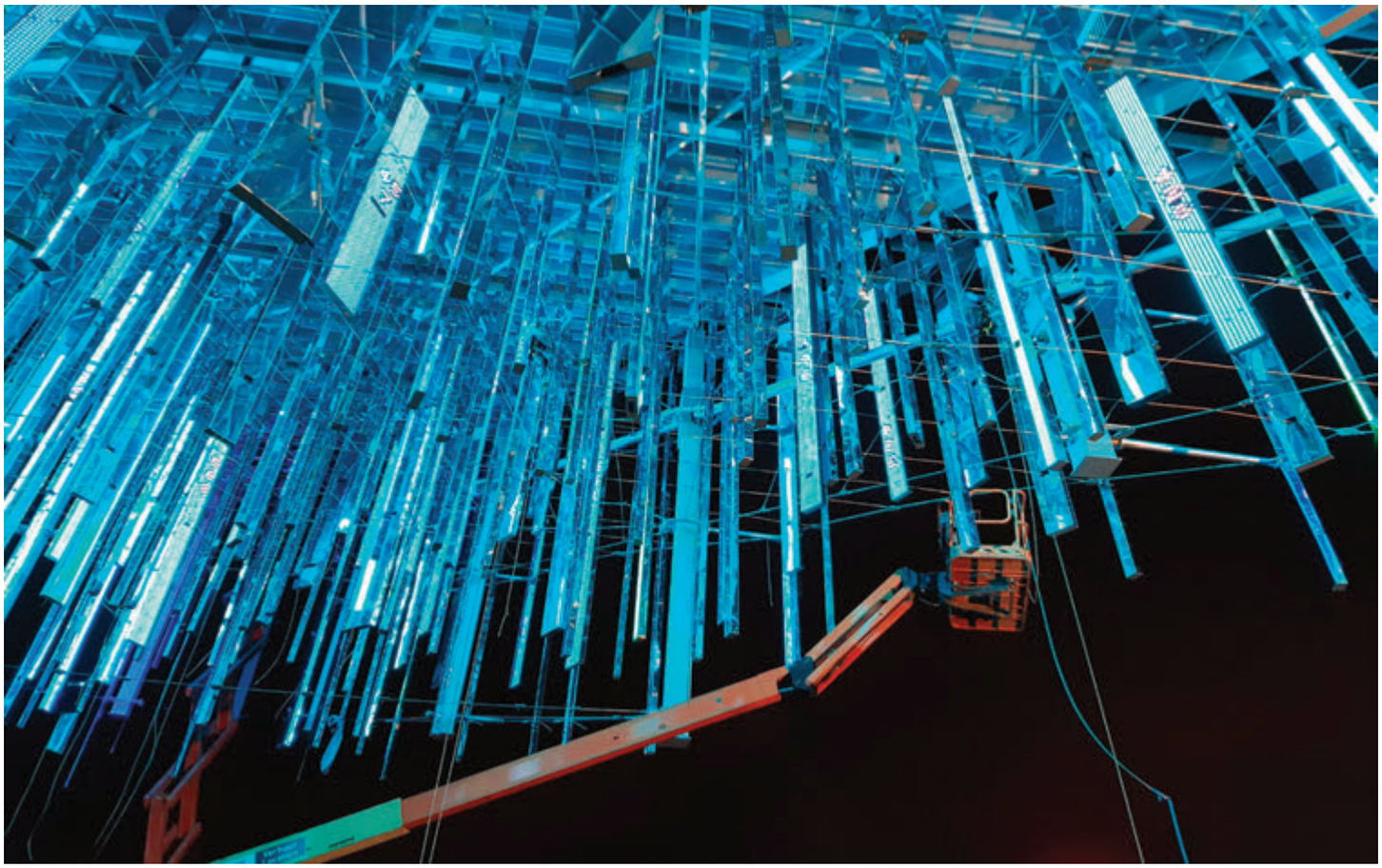


Fig. 26 | Struttura completata



Fig. 27 | Struttura completata

Gli studi di questi movimenti, oltre ad essere progettati con modellazione 3D, sono stati verificati mediante la realizzazione di un modello in scala nello stabilimento di produzione.

MONTAGGIO

Le attività di montaggio hanno previsto i seguenti step:

- Montaggio delle strutture primarie appoggiate sulle pile in acciaio e su strutture provvisorie: tali strutture primarie sono state saldate in opera sui giunti di continuità (figura 20);
- Successivo montaggio delle strutture secondarie: il collegamento di queste sulle strutture primarie è stato realizzato mediante saldature in opera;
- Una volta montate le strutture secondarie si è proceduto al montaggio delle strutture terziarie e quaternarie. (figura 21);
- La fase successiva ha previsto il sollevamento dell'intera struttura mediante autogrù semovente di portata 800 t con bilancino posizionata nel vertice del triangolo: il sollevamento dell'Auvent ha permesso l'alloggiamento e il posizionamento dei cilindrici idraulici (figure 22-23)

Ora l'intero Auvent trova appoggio sulle pile e sui cilindrici idraulici nella sua posizione di progetto: la fase finale ha riguardato il montaggio del sistema di controventamento inferiore costituito dai butons, totem e nappe sui tre livelli di orditura (figura 24). Nelle figure 25-27 si può vedere la struttura completata.

DATI TECNICI

Costruzione: 2018-2020

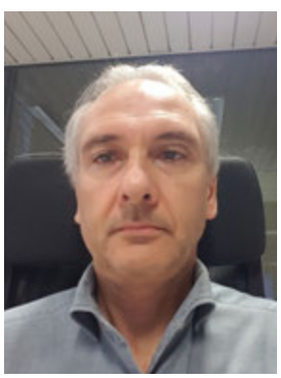
Peso Struttura in Acciaio: 400 t
Qualita' materiale : S355 J0
Classe di esecuzione: EXC4 per le strutture primarie e secondarie, EXC3 per le strutture terziarie e quaternarie
Sistema di trattamento superficiale: Zincatura secondo ISO 1461 con Sistema di verniciatura ACQPA di spessore totale 100 micron

CREDITS

Committente finale: UNIBAIL -VIPARIS
Impresa Generale: LEON GROSSE
Fornitura e montaggio strutture in Acciaio: BIT Costruzioni Metalliche – Cordignano (TV)
Progettazione Architettonica: Studio Jean Nouvelle
Progettazione Strutturale: BITRAVI Engineering – Cordignano (TV)



Figura 28 | Struttura completata



Marco Schiavon

Laureato all' Università di Padova in Ingegneria Civile, ha 30 anni di esperienza come Progettista Strutturale nel settore delle Opere Civili e Direttore Tecnico di Aziende EPC nel campo delle strutture in Acciaio. Nel 2016 all' interno del Gruppo BIT Costruzioni S.p.a. nasce la Società di Ingegneria BITRAVI Engineering S.r.l. di cui diventa Direttore Tecnico e di Progetti. BITRAVI Engineering è dedicata alla Progettazione Strutturale, Architettonica, Direzione Lavori e Project Management nel settori degli edifici Industriali e Commerciali chiavi in mano, Power Plant, Oil & Gas Structures, Blast Resistant Structures.

Ponti pensili a fil di ferro a Firenze nel primo Ottocento

Suspension bridges of iron wires in Florence in the first half of Ninenteenth Century

Renato Morganti*, Matteo Abita, Danilo Di Donato, Alessandra Tosone
Dipartimento di Ingegneria Civile Edile-Architettura e Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila

Se c'è un territorio tra quelli del Belpaese che più degli altri può vantare una tradizione secolare nel settore metallurgico, questo è senz'altro la Toscana. Ciò si deve non solo all'indiscutibile importanza riconosciuta sin dall'antichità all'attività estrattiva nell'isola d'Elba, ma anche alle esperienze che maturano nella prima metà del XIX secolo, grazie alle quali le fonderie di Follonica diventano il maggior polo siderurgico della penisola. Non appare casuale pertanto che sia proprio il Granducato ad accogliere, negli anni Trenta dell'Ottocento, alcune tra le prime e significative sperimentazioni in Italia di una innovativa tipologia di ponte, quello sospeso a fili di ferro, introdotto poco più di un decennio prima in Francia dai fratelli Marc e Jules Seguin. Favorevole a questa sperimentazione è il complesso di relazioni che si instaura tra la Toscana e la cultura tecnica d'oltralpe, avviata sotto l'occupazione napoleonica e proseguita, pur se in altra guisa, negli anni successivi alla Restaurazione, quando tecnici toscani completano il proprio percorso formativo compiendo un grand tour in direzione inversa che li porta a conoscere un contesto tecnologico e produttivo più evoluto come quello transalpino. È questa koiné scientifica e culturale a costituire il presupposto per la costruzione di due importanti attraversamenti sull'Arno, realizzati con la tecnologia messa a punto dai fratelli Seguin: i ponti San Leopoldo e San Ferdinando.

More than other Italian territories, Tuscany can boast a centuries-old tradition in the metallurgical sector. This is due not only to the undisputed importance recognized since ancient times to the mining activity on the Island of Elba but also to the grand ducal industrial addresses in the first half of the 19th century, which transformed the foundries of Follonica into the largest center of the peninsula for the production of iron and cast iron. Therefore, it is no coincidence that in the 1830s the Grand Duchy hosted for the first time in Italy some significant experiments of an innovative type of bridge - the suspension bridge of iron wires - which had been introduced just over a decade first in France by the brothers Marc and Jules Seguin. This construction experimentation was favoured by the relationships that the Tuscan educational system established with the French technical culture, which began under the Napoleonic occupation and continued, albeit in another way, in the years following the Restoration. In fact, at that time the Tuscan technicians usually completed their training course by making a grand tour in the opposite direction to know more advanced technological and production setting such as the transalpine one. This scientific and cultural "koine" led to constitute the prerequisite for the construction of two important bridges over the Arno which were built with the technology developed by the Seguin brothers: the San Leopoldo and San Ferdinando bridges.

"Questo ponte depende da due, o più Gomene grosse, legate a due Travi drizzati in alto, da l'una e l'altra Ripa, ma aciò che egli stia dritto, è non si pieghi troppo, dal peso dei passeggeri, si potranno tirare, e ralentare quando e come si vuole, quelle corde quali pendono da le gomene."

Fausto Veranzio, Ponte di Canapo, in Id., Machinae Novae, Venezia 1617, p. 13 [1].

*Corresponding author. Email: renato.morganti@univaq.it

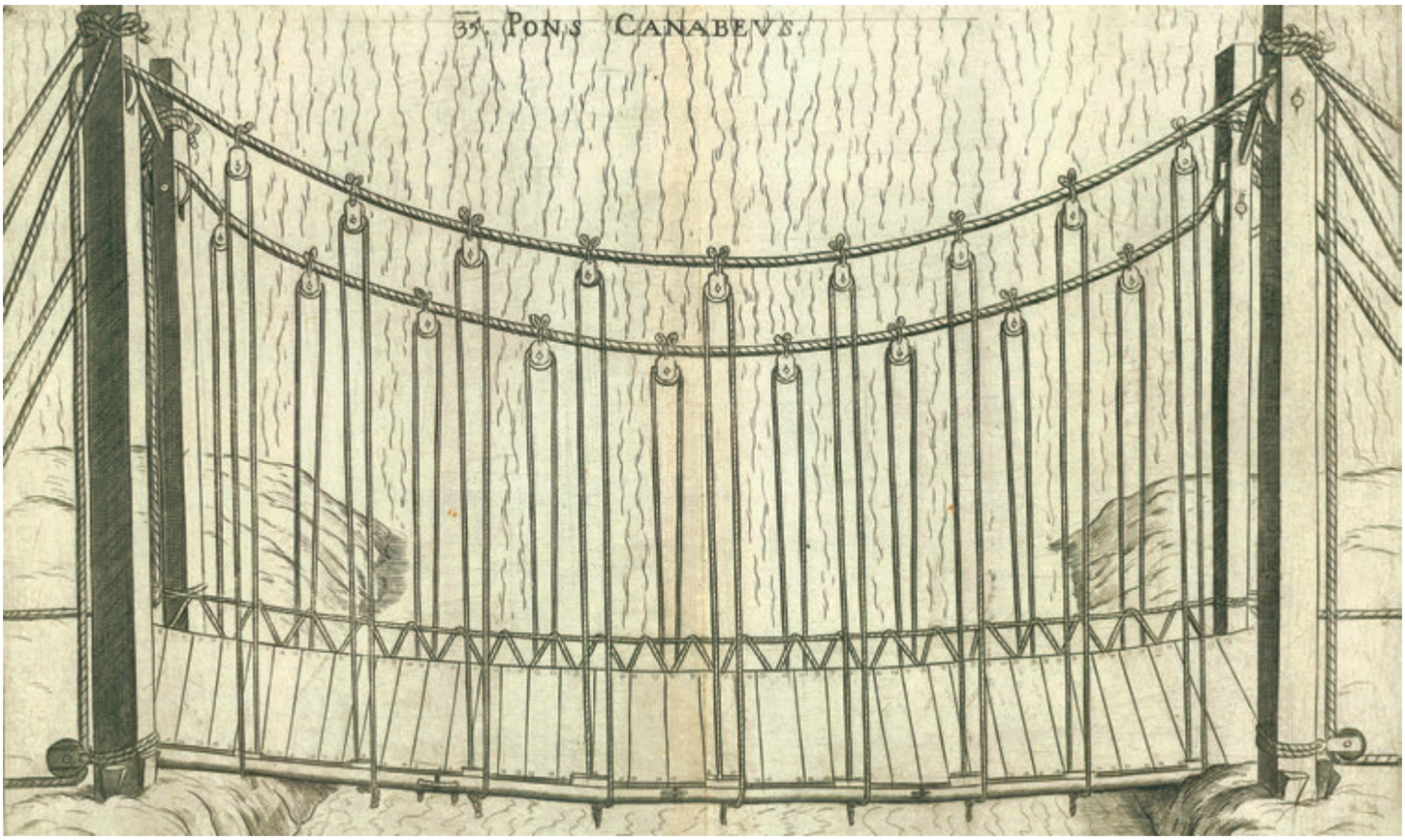


Fig. 1 | Ponte di corde in un disegno di Fausto Veranzio degli inizi del XVII secolo (Veranzio, 1615 – Istituto Centrale per il Catalogo Unico, Ministero della Cultura).

1 Introduzione

Tra la fine del Settecento e gli inizi dell'Ottocento le condizioni poste dall'evoluzione dei metodi costruttivi e dallo sviluppo della tecnologia dei materiali, in particolare nel settore metallurgico, aprono la via alla sperimentazione di un nuovo modello di ponte, quello sospeso, che recupera tipologie strutturali tradizionali, proprie di alcuni paesi, come quelle dei ponti a funi di liane e di cuoio (figura 2). Esso assurge a simbolo di progresso ed efficienza a fronte delle nuove esigenze funzionali connesse a una sempre maggiore e diffusa infrastrutturazione del territorio in grado di assicurare la mobilità di persone e merci e garantire quindi la crescente economia di mercato legata al processo di industrializzazione in atto [2].

La "riscoperta" di questa tipologia di ponte è legata all'evoluzione della metallurgia per la produzione del ferro e dell'acciaio per successivo affinamento della ghisa ed è proprio il ricorso a un diverso tipo di materiale a portare all'introduzione di due varianti tecnico-costruttive: la prima del ponte a catene, la seconda del ponte a fili di ferro [3].

Il metallo impiegato nei ponti a catene è lavorato per battitura e quindi nelle prime realizzazioni è prevalentemente ferro "saldato". Le catene sono realizzate mediante anelli allungati o barre reciprocamente vincolate in modo da formare un elemento continuo articolato in grado di acquisire la configurazione tipica "a catenaria". I maggiori problemi tecnici sono legati alla realizzazione delle connessioni: di snodo tra gli elementi della catena, di collegamento tra la catena e i tiranti di sospensione, realizzati sia con ferro battuto che con fili di ferro, e tra questi e le traverse a sostegno dell'impalcato. Non meno complessa è la realizzazione delle selle di appoggio poste sulla sommità dei pennoni che assicurano l'eventuale scorrimento delle catene e al contempo il loro alloggiamento [4].

Nei ponti pensili a fili si ricorre, in funzione delle condizioni di progetto, a diverse qualità di ferro, da dolce a crudo, le cui rispettive caratteristiche meccaniche vengono controllate mediante prove di trazione. Il principale problema tecnico è legato alla piegatura del filo realizzata nei punti di giunzione che permette la realizzazione di fili lunghi: composti in matasse vengono prima avvolti in particolari anelli e poi ricoperti da un leggero strato di piombo o da panni di lino imbevuti di catrame per ovviare agli inevitabili processi ossidativi. Un cavo è realizzato con una matassa di fili, dai 40 ai 50, bloccati a intervalli di circa un metro da fascette di altezza tra i 15 e 30 cm ottenute dall'avvolgimento a spirale di un filo metallico arroventato. I cavi possono poi essere uniti a formarne altri di maggiore capacità portante, in sezioni circolari o rettangolari.

Benché quasi contemporaneo, il ponte a catene ha un più immediato spazio applicativo con numerose e significative realizzazioni in America e Gran Bretagna e, solo successivamente, in Russia; di contro, il ponte a fili di ferro, utilizzato inizialmente

per la realizzazione di ponti pedonali e di attraversamenti di luce contenuta, segna il decisivo superamento del primo a fronte dei numerosi vantaggi che le diverse sperimentazioni mostrano. Il ponte pensile a fili presenta una maggiore economia di materiale dovuta alla possibilità di imporre agli elementi di sospensione tensioni superiori rispetto a quelle delle catene. Ciò porta a un risparmio economico superiore al 30% nel caso del ponte a fili di ferro, malgrado il costo maggiore del filo, pari a una volta e mezzo quello del ferro battuto [5].

Pur restando aperte alcune criticità circa i processi di ossidazione dei fili e la loro produzione non uniforme, causa all'interno del cavo di stati di tensione di esercizio non omogenei, questa tipologia di ponte trova un ampio spazio di sperimentazione e applicazione in Europa, nel quadro di riferimento della cultura tecnico-scientifica del Corps des Ponts et Chaussées e nella iniziativa imprenditoriale dei fratelli Seguin, attraverso un singolare processo di importazione dei modelli francesi da parte di altri paesi e tra questi anche alcuni stati del territorio italiano.

La spinta a introdurre nuove soluzioni tecnico-costruttive che rispondano a criteri di funzionalità, economia e rapidità di esecuzione fa sì che anche negli stati del Belpaese, agli inizi dell'Ottocento, il ponte assurga a simbolo di un nuovo dominio sullo spazio e sul tempo da parte di una borghesia imprenditoriale che ad esso ricorre per porre rimedio all'inefficienza del sistema infrastrutturale, al fine di rinsaldare vecchi legami commerciali o



Fig. 2 | Ponti di liane delle popolazioni indigene del Perù (Coltellini, 1763).

instaurarne di nuovi tra le diverse realtà territoriali della penisola. Questo processo di innovazione che ha bisogno di tecnici in grado di gestire il cambiamento, coinvolge significativamente, seppur in modo e con tempi diversi, il sistema della formazione con il superamento della più tradizionale figura dell'ingegnere militare e l'affermazione di quella dell'Ingegnere di Stato, cui il potere politico, nelle diverse forme monocratiche, affida la realizzazione di piani e programmi. A profili di questo tipo è possibile ricondurre, seppur con ruoli e compiti diversi, gli episodi più importanti nella realizzazione dei ponti sospesi a fili di ferro realizzati in Italia, come anche gran parte della pubblicistica tecnica che riporta non solo gli esiti delle realizzazioni italiane ma anche di quelle europee conosciute e studiate durante veri e propri grand tour in cui sono coinvolti anche i migliori studenti delle università.

Esemplificativo a tal riguardo è il complesso delle vicende che vedono la costruzione dei ponti sospesi in Toscana con la presenza di Alessandro Manetti che nel 1833 progetta il primo ponte a funi sull'Ombrone e che poi, in qualità di direttore del Corpo degli Ingegneri di Acque e Strade in Toscana, affianca la realizzazione dei due ponti sull'Arno per i quali ci si affida alle capacità e all'esperienza dei fratelli Marc e Jules Seguin.

2 Riforme napoleoniche e leopoldine nella Toscana di primo Ottocento e introduzione di ponti sospesi a fili di ferro

I cambiamenti nella governance politica e amministrativa che interessano la Toscana nel primo quarto del XIX secolo determinano importanti trasformazioni nelle istituzioni deputate al controllo e allo sviluppo del territorio.

Nel periodo di annessione all'Impero di Napoleone Bonaparte, dal 1808 al 1814, viene infatti istituita a Firenze "la tradizionale, ben gerarchizzata e disciplinata amministrazione francese dei Ponts et Chaussées (Servizio Imperiale di Ponti e Strade)"; con essa si provvede alla costituzione di un gruppo di ingegneri specializzato nella progettazione e nell'esecuzione dei lavori di manutenzione e miglioramento della rete infrastrutturale toscana [6]. Il collettivo è diretto da tecnici d'oltralpe provenienti da altre regioni dell'Impero, ma vi partecipano anche ingegneri e architetti locali di esperienza, provenienti perlopiù dall'Accademia di Belle Arti e dagli uffici tecnici associati alla precedente Camera di Comunità del Granducato. Il periodo di dominio francese consente anche ad alcuni giovani professionisti di perfezionare la propria formazione a Parigi presso l'École des Ponts et Chaussées; tra questi Alessandro Manetti, che ricoprirà in seguito il ruolo di direttore del Corpo degli Ingegneri di Acque e Strade in Toscana dal 1834 fino all'Unità d'Italia.

Alcune delle indicazioni progettuali elaborate dal Servizio Imperiale di Ponti e Strade - non realizzate per la brevità dell'esperienza napoleonica - saranno recuperate anche dopo il 1814 con il ritorno degli Asburgo-Lorena alla guida del Granducato [7]. In particolare Leopoldo II, che succede al trono di Pietro Leopoldo nel 1824, riconosce la validità di alcune operazioni messe in atto dal governo francese: il granduca istituisce infatti, nell'anno successivo al suo insediamento, il Corpo degli Ingegneri e promuove un ampio piano di opere pubbliche comprensive di interventi di bonifica dei territori paludosi, di ampliamento dei porti costieri, di sfruttamento



Fig. 3 | Passerella di accesso al piano nobile della Villa Paolina a Sesto Fiorentino del 1825: vista d'insieme e dettaglio del collegamento tra gomena e tiranti in fili di ferro (Saliko, 2019).

delle risorse minerarie e di sviluppo industriale.
All'interno di questa cornice si inserisce la questione relativa alla costruzione di nuovi ponti sull'Arno funzionali al conseguimento degli obiettivi del piano leopoldino cui concorrono anche due antefatti nell'impiego della tecnica della sospensione indiretta che hanno entrambi luogo non lontano da Firenze.
Il primo antefatto risale al 1825 ed è la passerella sospesa che collega i giardini di Quinto Alto e il piano nobile della Villa del principe Camillo Borghese a Sesto Fiorentino, residenza intitolata alla moglie Paolina Bonaparte (figura 3). L'ingegnere Antonio Carcopino, già Direttore del Dipartimento del Mediterraneo e dell'Arno nel periodo napoleonico, progetta un attraversamento di circa 8 metri di luce impiegando ferro di provenienza locale, il cui apparecchio di sospensione prevede per ciascun lato due gomene di fili in ferro – tese tra il fronte murario della Villa e piloni in pietra da taglio - e 17 tiranti, anch'essi in "fili di ferro" e collegati per mezzo di "legature a spirale", a cui sono appesi i piatti che sorreggono le barre longitudinali in ferro e le tavole in legno dell'impalcato. Nonostante la passerella sia di luce modesta, "la tensione di esercizio dei suoi fasci di sospensione si attesta sui valori propri di ponti di grandi dimensioni" e "il rapporto fra la freccia delle funi di sospensione e la luce dell'impalcato rispetta l'intervallo, che di lì a poco diverrà consueto di 1/12", a dimostrazione della perizia del progettista che verifica la correttezza delle soluzioni costruttive mediante un modello in scala [8].
Il secondo è la realizzazione nel 1833 del ponte sul fiume Ombrone nei giardini della Villa Medicea a Poggio a Caiano su progetto di Alessandro Manetti. Ventidue anni prima il padre di Alessandro, l'architetto Giuseppe Manetti, aveva già disegnato un attraversamento ad archi in ferro nella Villa abitata da Felice Baciocchi ed Elisa Bonaparte, un'altra sorella di Napoleone. Per il nuovo ponte Manetti ricorre a una struttura sospesa a funi anziché catene di ferro, vantaggiose "tanto per l'economia, che risulta di minor peso a forza uguale, quanto alla celerità nella esecuzione [...] e finalmente per il gusto e la bellezza, riuscendo meraviglioso l'effetto di un ponte nel quale le curve sgombrate dalle articolazioni che ne interrompono la continuità, compariscono semplici e pure all'occhio dell'osservatore" [9]. L'impalcato ligneo del ponte, di 35 metri di luce e dall'andamento ad arco ribassato, è sostenuto da 48 tiranti in funi di ferro, collegati su ciascun lato a 6 gomene mediante legature a forma di cappio e dispositivi a ferro di cavallo (figura 4). L'uso di un cospicuo numero di gomene e del collegamento alternato dei tiranti, entrambi realizzati con ferro proveniente dalle fonderie di Follonica, ha l'obiettivo di ridurre le oscillazioni dovute al passaggio dei veicoli e un'ulteriore funzione irrigidente dell'impalcato è determinata dalla configurazione del parapetto. Il ponte sul fiume Ombrone consente a Manetti di acquisire un ruolo di vertice nel Corpo degli Ingegneri toscani e ciò gli permette di partecipare, seppur in qualità di consulente, alle successive vicende relative al progetto e alla costruzione dei ponti



Fig. 4 | Ponte sul fiume Ombrone nei giardini della Villa Medicea a Poggio a Caiano del 1833: vista d'insieme e primo piano del sistema di sospensione dell'impalcato ligneo (Archivio Fotografico dell'Istituto Agronomico per l'Oltremare di Firenze, 1936).

sospesi a Firenze, ad opera della società diretta dagli ingegneri francesi Marc e Jules Seguin.

Non appare casuale l'incarico affidato ai due francesi, perché vasta eco dei loro lavori si ritrova anche negli articoli e nei saggi pubblicati in Italia sul tema dei ponti sospesi fin dai primi dell'Ottocento, a testimoniare l'interesse dei tecnici italiani per le innovazioni e le opere che si devono a Marc Seguin.

3 Marc Seguin e l'affermazione del ponte sospeso a fili di ferro

Marc Seguin, originario di Annonay, un piccolo centro in prossimità di Lione, si forma a Parigi alla fine del XVIII secolo presso la scuola di ingegneria del Conservatoire National des Arts et Métiers; nell'istituto insegna suo zio, Joseph-Michel de Montgolfier, il noto inventore della "Mongolfiera". Seguin torna ad Annonay nel 1805 e si occupa dapprima del miglioramento dei macchinari dell'azienda di famiglia, specializzata nella lavorazione di tessuti, nonché della costruzione di alcune fabbriche per la produzione di feltro. In seguito le difficoltà nel trasporto di materie prime che riscontra nelle industrie della propria regione, situata sulle rive del fiume Rodano, lo inducono a affrontare lo studio di sistemi infrastrutturali efficienti.

Testimonianza ne è la corrispondenza con Joseph-Étienne Plagniol, ingegnere-capo di "Ponti e Strade" per la regione dell'Ardèche, in cui Seguin afferma di voler trovare una soluzione a basso costo per realizzare con celerità nuovi ponti sul Rodano e di essere stato positivamente suggestionato dalla lettura di un volume pubblicato dall'ingegnere parigino Louis Joseph Cordier nel 1819 [10]. Nel libro "Histoire de la Navigation Interieure" Cordier descrive alcuni interventi infrastrutturali portati a termine negli Stati Uniti, tra cui la sostituzione del ponte a catene sul fiume Schuylkill vicino Philadelphia - progettato da James Finley nel 1808 e considerato tra i primi del suo genere in Nord America - con un ponte il cui apparecchio di sospensione è composto da "due curve formate da tre fasci di filo di ottone che, riuniti, hanno un diametro di 3/8 di pollice [...] a cui sono collegati ritmicamente fili di ottone verticali che sostengono l'impalcato" [11]. Questo ponte, ribattezzato negli Stati Uniti "Spider Bridge" e apprezzato da Cordier per il costo contenuto e per la rapidità dei tempi di costruzione, suggestiona Seguin al punto da indurlo a portare avanti ricerche specifiche sulla possibilità di modificare il sistema di sospensione sostituendo i fili di ottone con quelli di ferro. Una prima verifica sperimentale delle sue ipotesi progettuali si concretizza nella realizzazione nel 1822 di una passerella di 18 metri di luce in un terreno di sua proprietà (figura 5).

Nello stesso anno presenta insieme all'ingegnere Plagniol la proposta di un ponte sospeso in fili di ferro di due campate, ciascuna di 90 metri di luce, tra le città di Tain e Tournon. Il progetto viene sottoposto dalle autorità locali al Consiglio Generale di Ponti e Strade di Parigi, diretto da Claude-Louis Navier.

L'illustre ingegnere e accademico francese respinge non solo questa proposta, ma anche la sua rielaborazione presentata nel 1823, giudicando insufficienti i calcoli utili a dimostrare la stabilità del ponte, non nascondendo la sua preferenza per il sistema di sospensione a catene, su cui pubblica nello stesso anno un trattato [12]. A distanza di pochi mesi, Seguin porta a termine due ponti sospesi in fili di ferro - un attraversamento di 30 metri di luce sul fiume Galaure a Saint-Vallier e una passerella di 80 metri di luce a Ginevra con la collaborazione del generale Guillaume-Henri Dufour e del fisico Marc-Auguste Pictet (figura 6) - e pubblica il suo primo trattato dedicato a questa tipologia di ponte [13]. Ciò permette di porre a confronto il diverso approccio progettuale dei due ingegneri: teorico e deduttivo quello di Navier, abituato a suffragare le sue tesi con l'uso accorto del calcolo differenziale; pragmatico ed empirico quello di Seguin, più incline ad adottare regole di proporzionamento e di calcolo derivate dall'impiego di modelli in scala o a verificare soluzioni costruttive mediante prototipi [14].

Le realizzazioni e la pubblicazione di Seguin sono fondamentali per ottenere l'approvazione definitiva al progetto di Tournon: il

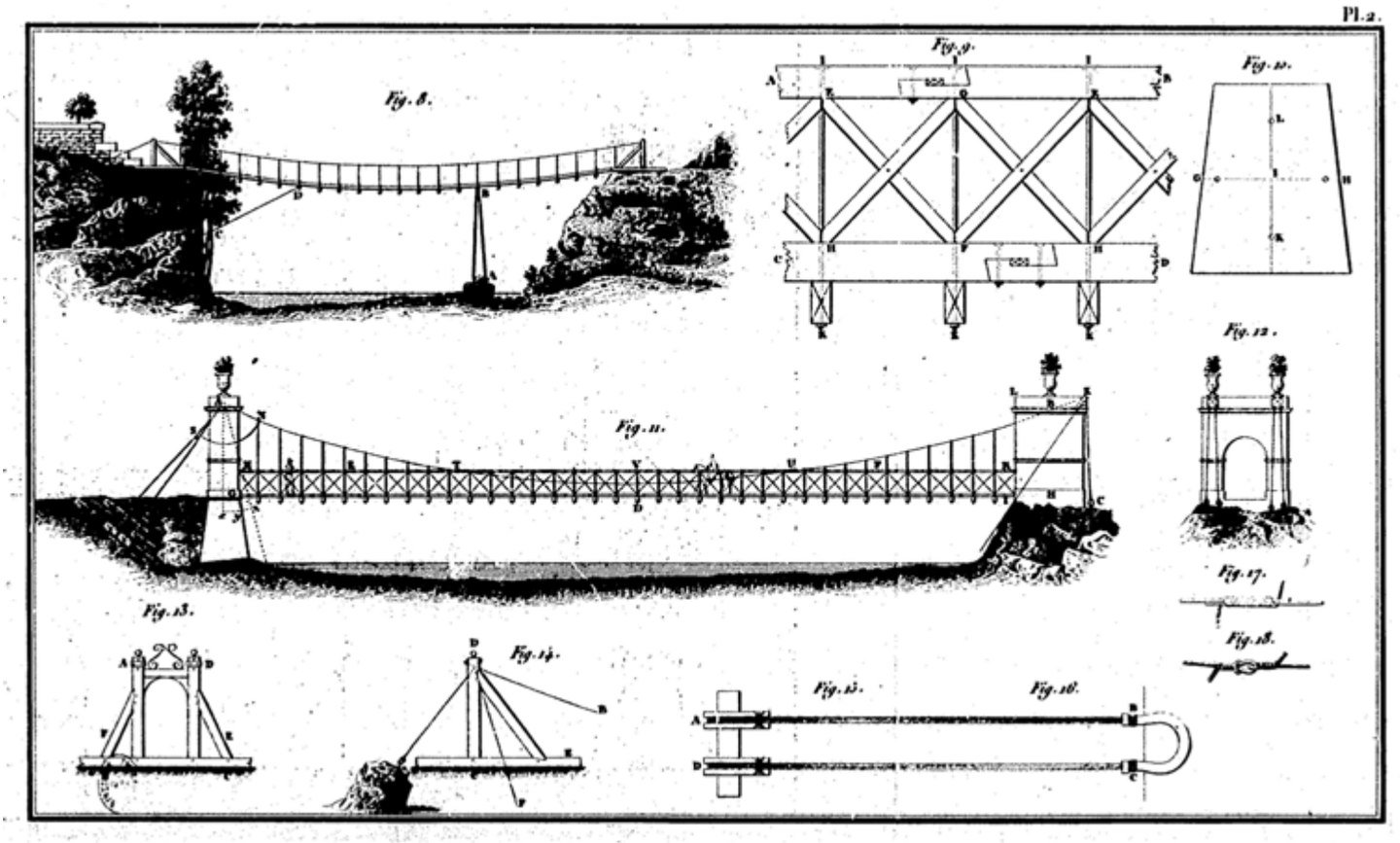


Fig. 5 | Disegni relativi alla passerella realizzata nel 1822 e al progetto di un ponte sospeso in fili di ferro (Seguin, 1824).



Fig. 6 | Ponte sul fiume Galaure a Saint-Vallier realizzato da Marc Seguin nel 1823 (Bibliothèque municipale de Lyon. Photographes en Rhône-Alpes, 1945).

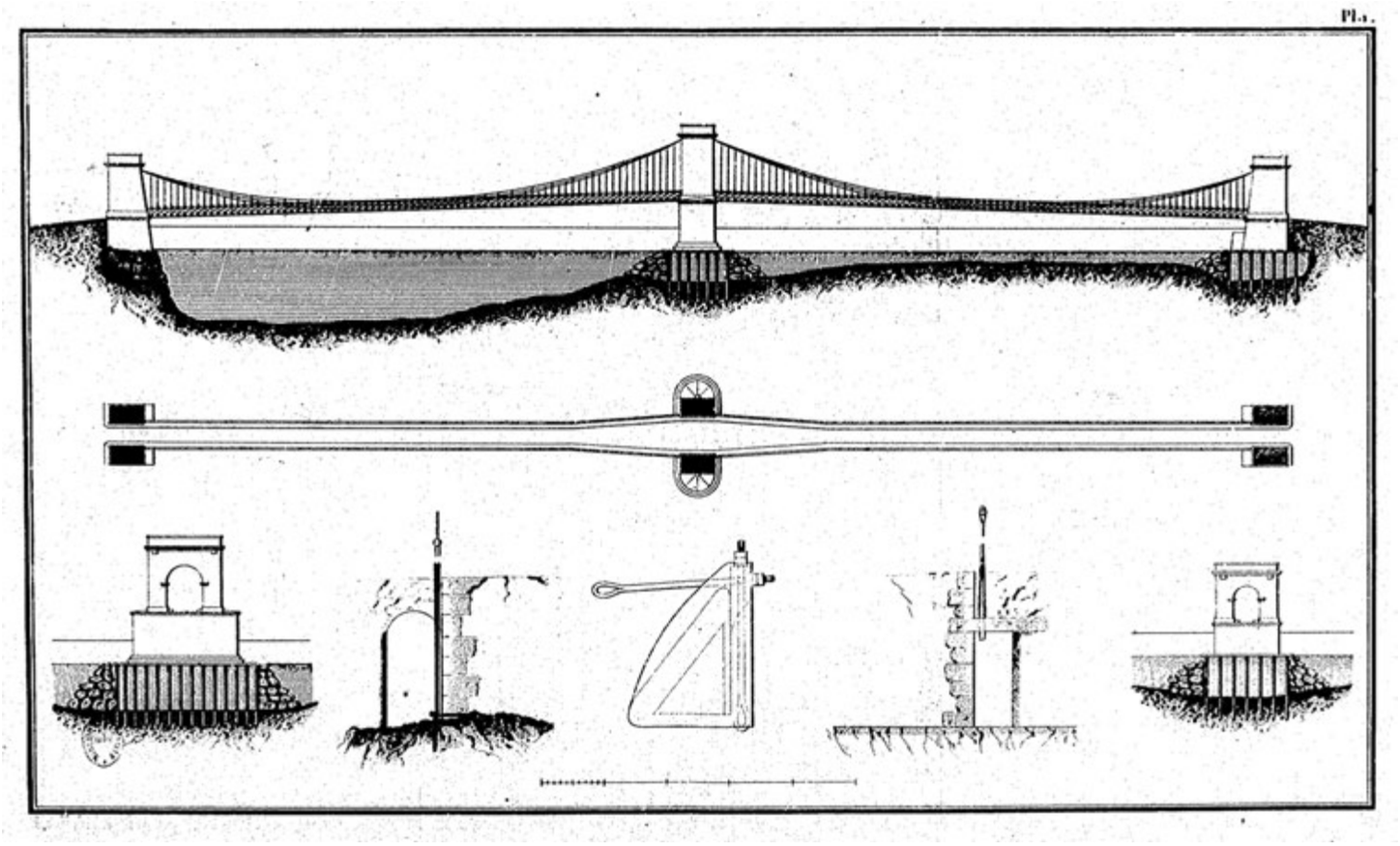


Fig. 7 | Tavola illustrativa del ponte sul fiume Rodano tra Tain e Tournon (Seguin, 1826).

loro apprezzamento da parte di una commissione dell'Accademia delle Scienze, presieduta da Gaspard de Prony, Direttore dell'École des Ponts et Chaussées, permette a Seguin di ottenere un'altra audizione al Consiglio Generale di Ponti e Strade con una nuova giuria che ritiene questa volta il progetto "un'eccellente occasione di sperimentazione per un nuovo tipo di ponte" [15]. Il sostegno a Marc Seguin interviene nel momento stesso in cui Navier incontra difficoltà per la costruzione del Pont des Invalides a Parigi - un ponte sospeso a catene di 150 m di luce - evidenti già in fase di cantiere a seguito della fessurazione degli elementi resistenti che non permettono la fruizione dell'infrastruttura e che ne determinano, a due anni di distanza, il crollo prima dell'ultimazione.

Il ponte tra Tain e Tournon viene inaugurato il 25 agosto del 1825: il suo sistema di sospensione prevede per ogni lato quattro gomene di fasci di fili ferro, ognuna costituita da 30 fili di 2 mm di diametro, opportunamente messe in tiro tra i tre piloni, di cui uno collocato al centro dell'alveo fluviale (figura 7). I tiranti che sostengono le travi in legno dell'impalcato sono piegati nella parte superiore ad uncino per appoggiarsi alle gomene e l'apertura del collegamento è impedita da un piatto preforato sottostante. L'impalcato in tavole di legno è irrigidito dal parapetto laterale la cui geometria prevede due correnti e diagonali con le estremità collocate in corrispondenza delle travi (figura 8).

Il successo di questa realizzazione contribuisce significativamente all'affermazione delle tesi di Marc Seguin che decide di avviare con i suoi fratelli una società specializzata nella costruzione di ponti sospesi in fili di ferro. Anche se l'impegno di Seguin sarà sempre più orientato allo sviluppo tecnologico nel settore ferroviario, nel quale introduce importanti innovazioni sia nello sviluppo delle reti che dei mezzi di locomozione, porta a termine fino al 1850 ben 186 ponti tra Francia, Italia e Spagna, affermandosi tra i progettisti più prolifici in campo internazionale [16].

4 Ponti sospesi sull'Arno a Firenze

Sebbene le realizzazioni degli ingegneri Carcopino e Manetti mostrino l'elevata preparazione dei tecnici toscani sul tema dei ponti sospesi, la maggiore dimensione delle opere e l'intervento in un contesto urbano di rilievo sono le ragioni che probabilmente spingono i vertici del Granducato ad affidarsi a progettisti di chiara fama quali erano i fratelli Seguin che potevano vantare già numerose realizzazioni di dimensioni analoghe.

Sono due le aree urbane, entrambe a ridosso delle mura storiche della città, che l'amministrazione intende dotare di nuovi ponti: la prima è quella delle Cascine in prossimità della Pescaja di Santa Rosa e della Porta al Prato, utile al collegamento del nucleo storico della città con il distretto industriale del Pignone orientato lungo la direttrice stradale che conduce a Pisa e a Livorno; la seconda è il quartiere della Gavinana in corrispondenza della Pescaja e della Porta di San Niccolò, un'area di espansione urbana da cui parte il tracciato stradale che conduce ad Arezzo e a Perugia [17].

Per avviare la costruzione dei ponti, i fratelli Seguin adottano una procedura - probabilmente già seguita in precedenza - che prevede la costituzione di una società per azioni deputata alla realizzazione del ponte e alla riscossione dei pedaggi per un periodo non

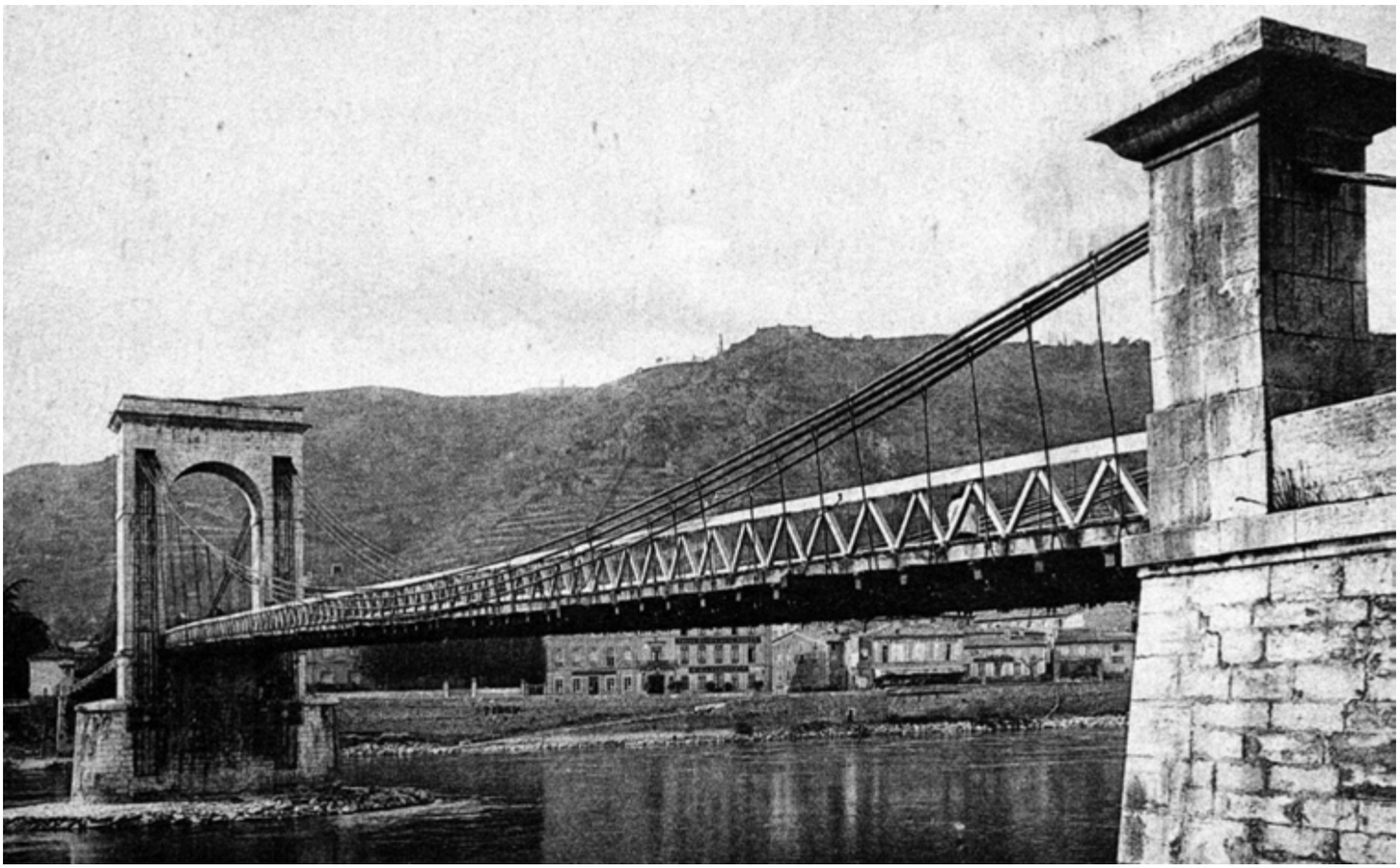


Fig. 8 | Ponte a Tournon: vista d'insieme con in primo piano il sistema di sospensione dell'impalcato ligneo comprese le antenne (Cartolina d'epoca, 1920 circa).

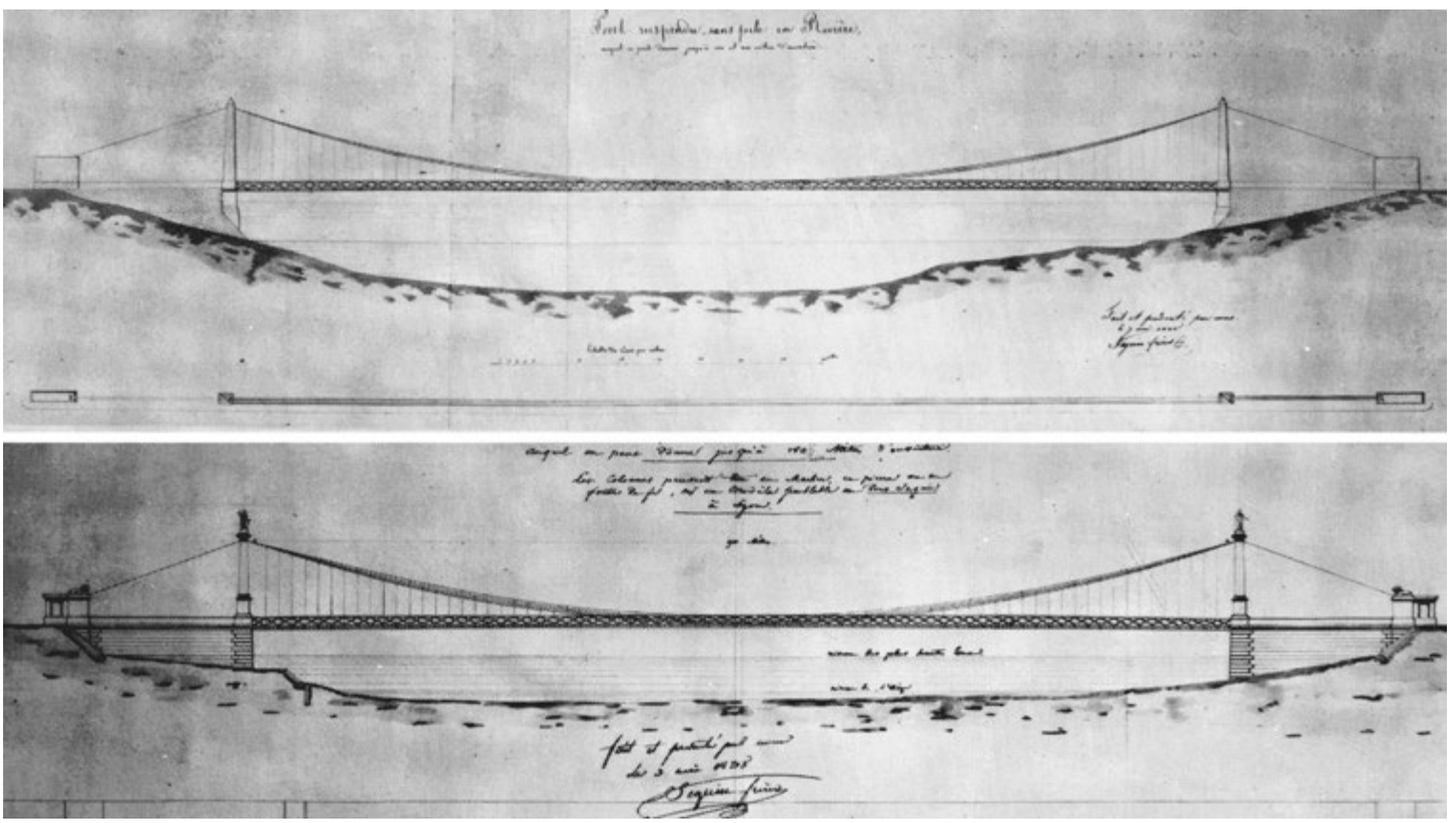


Fig. 9 | Prototipo di ponte sospeso di Marc Seguin e sua applicazione nel ponte San Leopoldo a Firenze (Archivio Storico Comunale di Firenze, 1835).

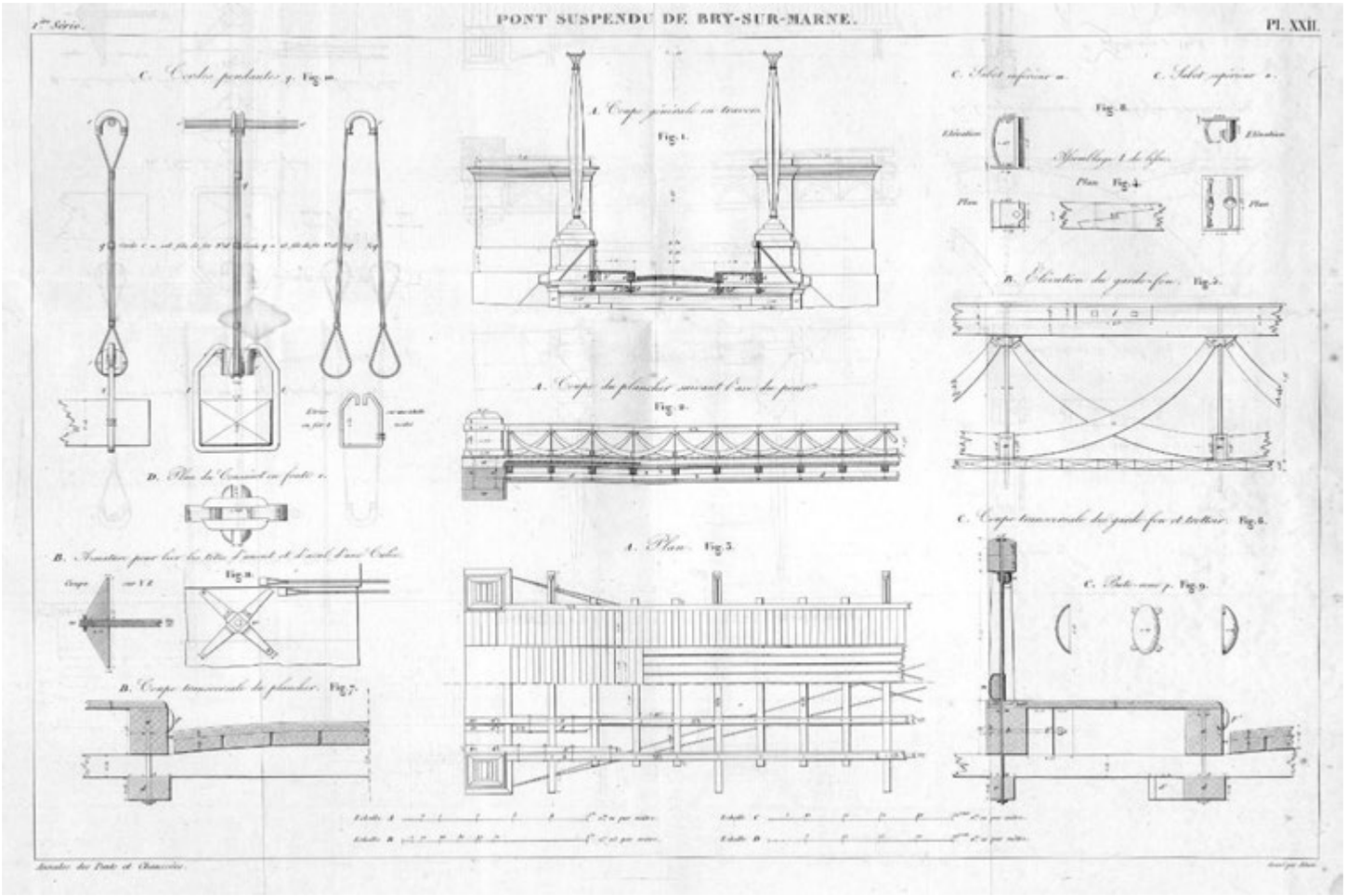


Fig. 10 | Disegni del ponte di Bry-sur-Marne presentati dai Seguin a suffragio della proposta di progetto per ponte San Leopoldo (Seguin, 1832).

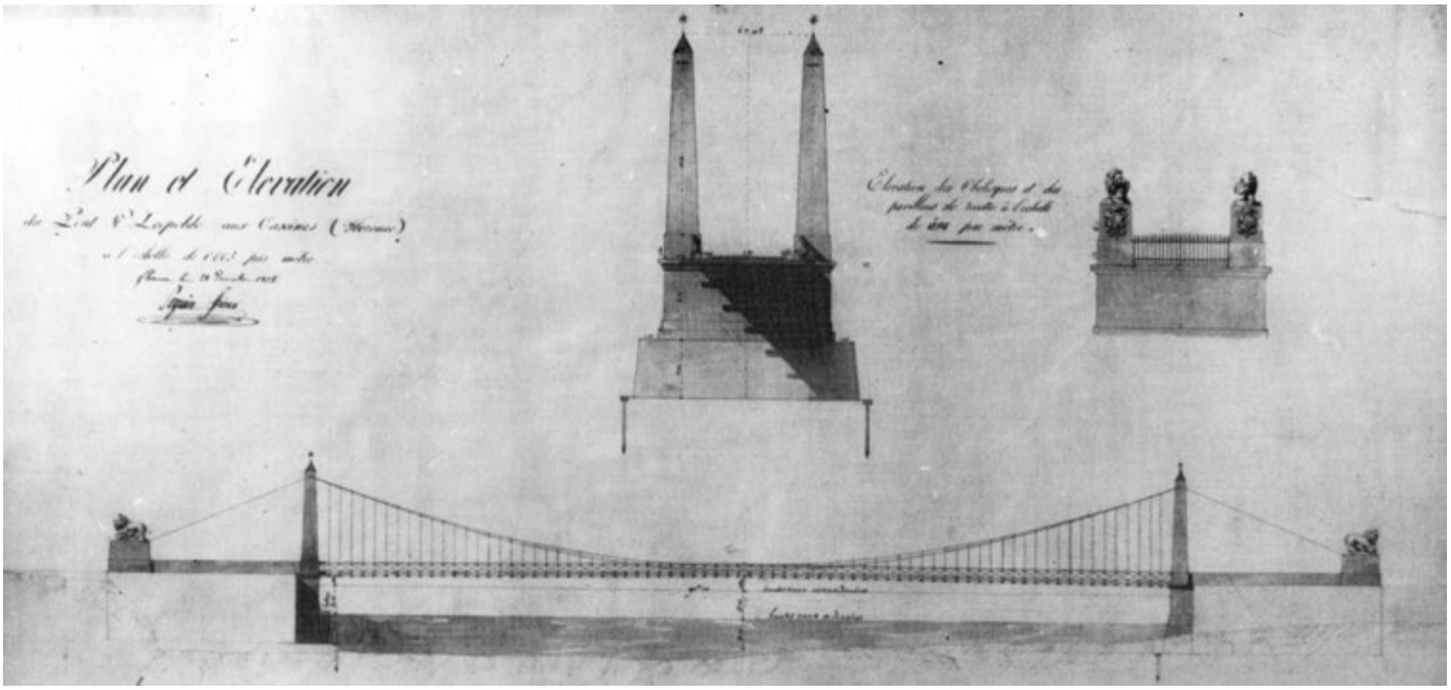


Fig. 11 | Ponte San Leopoldo: prospetto dell'infrastruttura e particolari delle opere in muratura (Archivio Storico Comunale di Firenze, 1835).

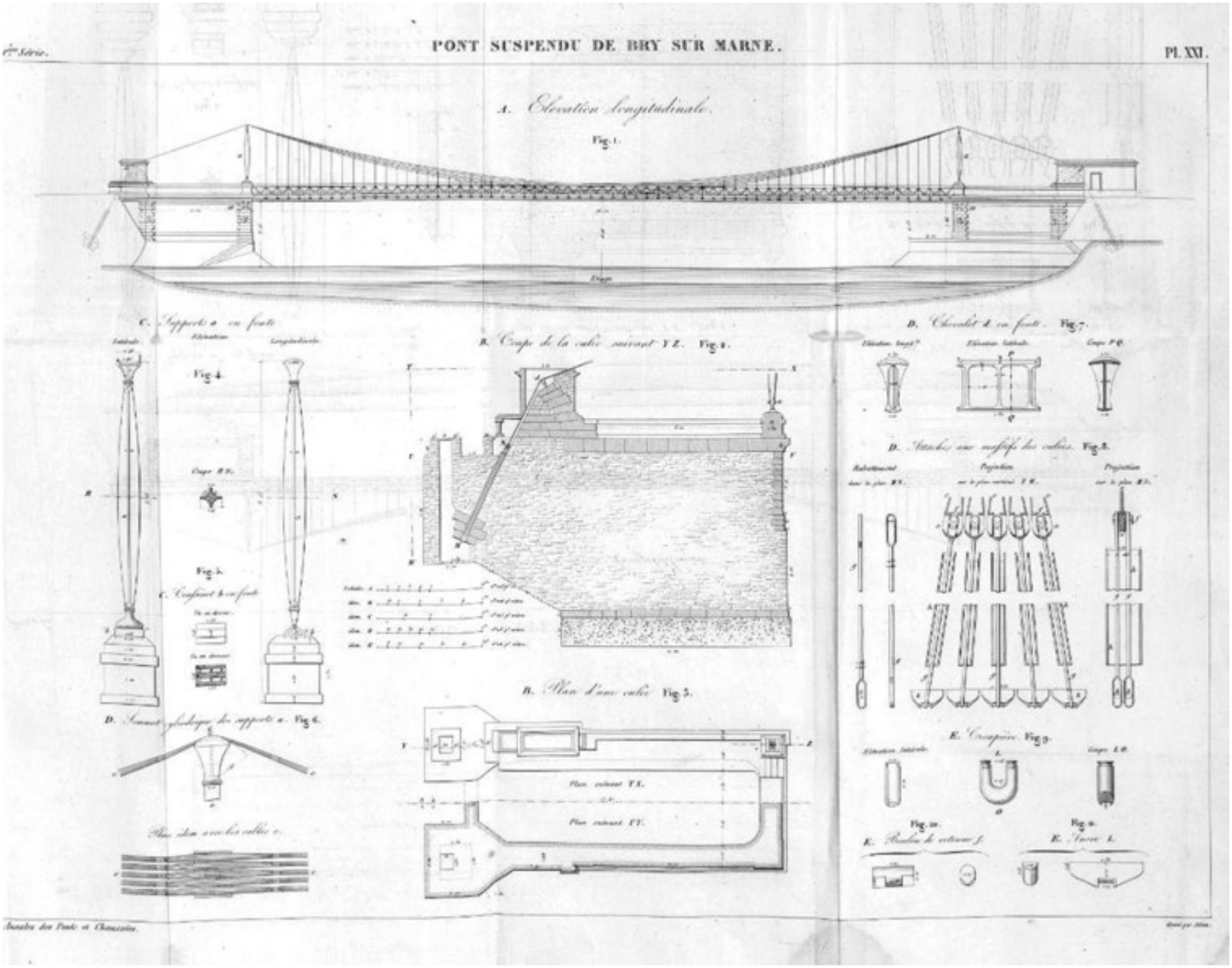


Fig. 12 | Tavola illustrativa con dettagli costruttivi del ponte di Bry-sur-Marne (Seguin, 1832).

inferiore a 100 anni. Con un "benigno Rescritto" del 13 ottobre 1835, Leopoldo II autorizza infatti l'istituzione di una "Società diretta alla fabbricazione di due ponti di ferro sull'Arno nei contorni di Firenze", nel cui manifesto i Seguin esplicitano il costo dei due ponti (595.238 Lire Toscane) e la quantità di 425 azioni (ciascuna di 1400 Lire Toscane) necessaria a raggiungere la spesa, impegnandosi a coprirne una parte nel caso in cui non fosse stato acquistato la metà del pacchetto azionario [18]. In questa fase è determinante il ruolo di alcuni imprenditori locali che promuovono l'acquisto delle azioni e anche "l'afflusso di capitali stranieri nel Granducato": tra questi spicca la figura di Francesco de Larderel, industriale di successo giunto in Toscana nel periodo napoleonico per lo sfruttamento delle risorse geologiche del Volterrano, che riceve la massima onorificenza granducale per il significativo contributo alla buona riuscita di questa importante operazione economica [19-20]. L'interessamento di Francesco de Larderel allo sviluppo delle infrastrutture in Toscana è dimostrato anche dal suo finanziamento del 1835 per la realizzazione di un ponte sospeso sul fiume Cecina a Pomarance, al cui progetto collaborano due ingegneri francesi, Turpin e Bigot, e Alessandro Manetti.

La presentazione nel dicembre del 1835 del disegno del primo ponte, che sarebbe stato costruito nella località delle Cascine e intitolato a San Leopoldo, suscita fin da subito un vivace dibattito tra i tecnici toscani (figure 9 e 11). Alessandro Manetti, chiamato in causa in qualità di esperto, giudica l'opera corretta dal punto di vista formale, ma lamenta la mancanza di "nessun dato che servir possa a far giudicare del sistema di sospensione", suggerendo ai progettisti di dimostrare la capacità di resistenza del ponte a un carico di almeno 200 kg per metro quadrato [19].

La critica prevalente al progetto dei Seguin è però l'inadeguatezza rispetto alle peculiarità idrografiche dell'Arno: sebbene l'alveo fluviale sia ampio 144 metri, gli ingegneri francesi presentano un ponte sospeso con una campata di 90 metri di luce, con le spalle collocate all'interno dell'alveo, raggiungibili dalle rive mediante terrapieni; una configurazione criticata per la "minacciata ristrettezza delle luci" da Pasquale Poccianti, Primo Architetto e Consultore delle Regie Fabbriche del Granducato, che ravvede in questa soluzione la pericolosa formazione di aree di deposito di

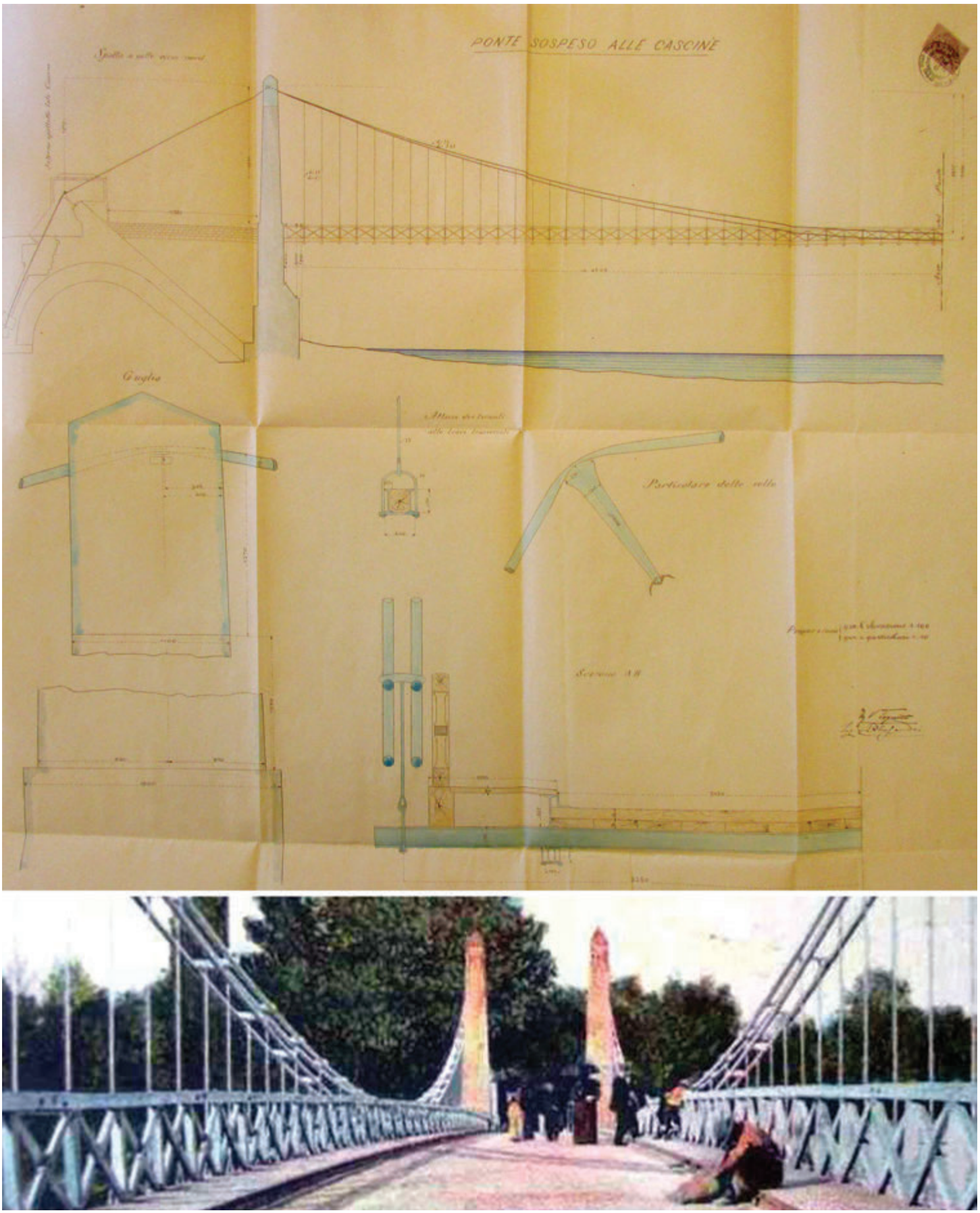


Fig. 13 | Ponte San Leopoldo: vista e dettagli costruttivi degli appoggi delle gomene ai piloni e del collegamento tirante-traverso (Archivio Storico Comunale di Firenze, 1910 – Cartolina d'epoca).



Fig. 14 | Ponte San Leopoldo, sullo sfondo la Chiesa di San Frediano e le industrie del Pignone (Cartolina d'epoca, 1925 circa).

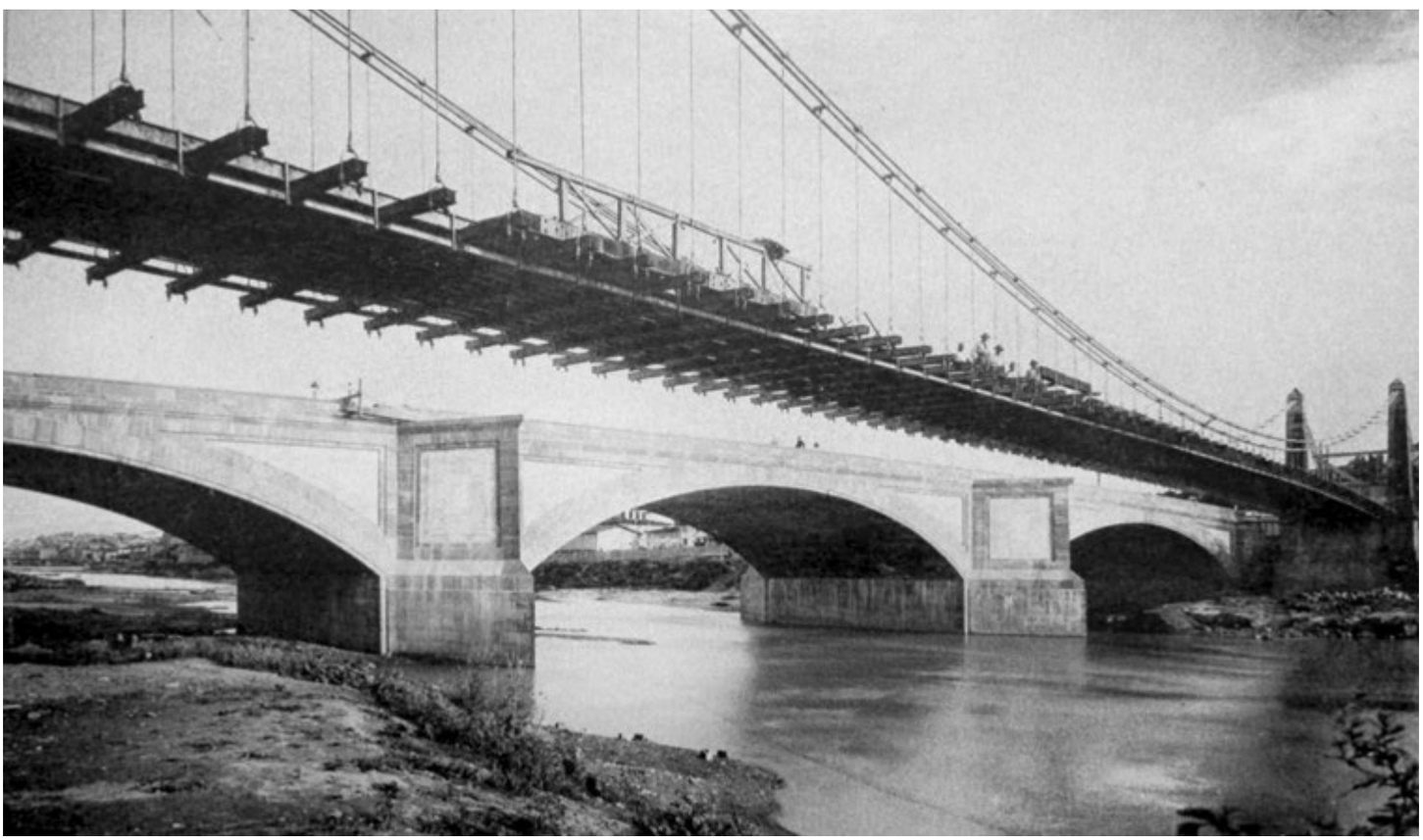


Fig. 15 | Ponte San Leopoldo: avvio dello smontaggio a lavori ultimati del ponte alla Vittoria (Detti, 1977).



Fig. 16 | Ponte San Ferdinando: vista d'insieme della prima soluzione (Detti, 1977).

sedimenti a ridosso del centro storico [21].
Nonostante le numerose critiche, il progetto dei Seguin non subisce modifiche, in quanto un diverso proporzionamento rispetto all'alveo fluviale avrebbe comportato la maggiorazione del costo della carpenteria metallica di produzione francese [22]. Leopoldo II approva così il progetto nel gennaio del 1836 con l'unica condizione che il ponte sarebbe stato collaudato una volta verificata la prescrizione tecnica indicata da Manetti. I Seguin integrano il progetto con disegni che avevano già elaborato per il ponte di Bry-sur-Marne (figure 10 e 12) e poco dopo presentano al Granduca una proposta per il ponte intitolato a San Ferdinando, del tutto analoga alla precedente, da costruire in prossimità di Porta San Niccolò, la cui ubicazione è stabilita da Alessandro Manetti e dagli ingegneri Giuseppe Michelacci e Francesco Guasti [23].
I lavori di costruzione dei due ponti iniziano nella primavera del 1836 e la struttura metallica - non presentata in modo dettagliato, come rilevato dal Manetti - è ricavabile dai rilievi eseguiti dopo il loro completamento nel 1837 (figura 13). I piloni sono costituiti da coppie di colonne distanziate tra loro di 5 metri e dalla configurazione ad obelisco egizio; sono realizzate in pietra da taglio e presentano nella cavità collocata in prossimità della cuspide piramidale una sella "mobile" in ghisa, di forma quadrata di 1,10 metri di lato, su cui poggiano i cavi. Questi ultimi sono composti da 4 coppie di gomene, ognuna con una circonferenza di 73 mm costituita da 320 fili di ferro, ciascuno con un diametro di 3,42 mm [24]. I cavi sono ripresi all'interno di "spallette" distanti 10,38 metri dai piloni e sormontati da sculture leonine che nascondono le ulteriori selle in ghisa e il contrappeso che servono ad impostare il corretto "tiro" dei cavi. Sulle coppie di gomene sono inseriti in modo alternato i dispositivi di collegamento in ghisa dei tiranti, funi con una circonferenza di 23 mm composte da 50 fili di ferro del diametro di 2,7 mm (figura 14). Ogni tirante sostiene una estremità delle 74 travi dell'impalcato, definite in sezione da una coppia di profili configurati a doppio T in ferro alti 16 cm con interposto un travetto di quercia a sezione quadrata, resi tra loro solidali mediante "bulloni passanti" [25]. L'impalcato, lungo 90 metri e largo 5,75 metri, è completato all'intradosso da coppie di travi, anch'esse configurate a doppio T, disposte in senso longitudinale, utili a mantenere costante la distanza tra le travi trasversali e ridurre le oscillazioni, e all'estradosso da una trave in ferro che serve a separare il margine della carreggiata, composta da un doppio ordito di tavoloni di quercia e di pino, dal piano rialzato in legno del marciapiede e del parapetto laterale (figura 15).
I ponti sono ufficialmente inaugurati alla fine del 1837, ma soltanto sei anni dopo un evento alluvionale di portata eccezionale rivela la fondatezza delle critiche maturate nella fase di discussione del progetto.
L'inondazione dell'Arno del novembre del 1844 causa infatti il crollo di Ponte San Ferdinando, i cui piloni e l'impalcato danneggiano anche lo storico Ponte delle Grazie situato più a valle [26]. Il ponte verrà ricostruito a spese degli azionisti della Società



Fig. 17 | Ponte San Ferdinando: vista del ponte a travata continua realizzato nel 1890 (Detti, 1977).

Anonima all'inizio degli anni Cinquanta dell'Ottocento e i lavori affidati a Felice Francolini, ingegnere-architetto della Direzione Generale dei Lavori di Acque e Strade e delle Fabbriche Civili dello Stato che, nonostante l'evidente inadeguatezza delle caratteristiche geometrico-dimensionali, non apporta modifiche al progetto dei Seguin. Nel 1890 Ponte San Ferdinando sarà sostituito con un altro attraversamento a struttura metallica ad opera dell'Impresa Italiana Industriale di Costruzioni Metalliche diretta da Alfredo Cottrau (figure 16-17). Diversamente il Ponte delle Cascine esce indenne dall'alluvione del 1844, probabilmente per la sua diversa ubicazione [27-28]. Purtuttavia manifesta fin da subito problemi di usura dell'impalcato dovuti alle eccessive oscillazioni conseguenti al passaggio di veicoli e pedoni. Per questa ragione nel luglio del 1851 sono sancite alcune norme per regolarne il transito che viene comunque sconsigliato alle truppe militari. Le verifiche di stabilità condotte dei primi anni del Novecento dimostrano la vulnerabilità dell'infrastruttura: ogni metro quadrato del ponte può tollerare un sovraccarico di 206 kg, circa la metà rispetto alla raccomandazione dei 400-450 kg secondo le norme del tempo. Caduto in disuso, il ponte viene definitivamente sostituito negli anni '30 dal Ponte alla Vittoria costruito con una struttura in calcestruzzo armato.

5 Conclusioni

La cultura tecnica francese svolge un ruolo cruciale nelle vicende che riguardano la realizzazione dei ponti sospesi in Toscana: le riforme avviate nel periodo napoleonico negli apparati istituzionali deputati alla progettazione di infrastrutture e l'influenza nella formazione degli ingegneri facilitano l'accoglimento delle innovazioni da essa introdotte in contesti d'oltralpe. Tra queste spicca la tecnologia di sospensione a fili di ferro che si afferma negli anni Venti dell'Ottocento contrapponendosi all'impiego delle catene. Sorprendente è la diffusione, capillare quanto rapida, di questa tipologia di ponte che non sempre si accompagna, però, a un adeguato livello di affidabilità, denunciando i limiti di una tecnologia che in taluni casi si rivela ancora acerba, prova ne è quanto occorso al ponte San Ferdinando. Un brusco rallentamento nel ricorso a questa tipologia si deve al crollo del ponte di Angers, che provoca la morte di ben 226 soldati e fa emergere criticità dovute a difetti costruttivi che essa presenta quali gli accelerati processi ossidativi dei cavi nonché le eccessive oscillazioni. A ciò si aggiunge un mutato quadro tecnico e produttivo che si deve allo sviluppo del traffico ferroviario. Quest'ultimo richiede infatti l'impiego sempre più esteso di ponti a travata continua, favorito dall'introduzione di innovazioni tecnologiche tra la fine degli anni Trenta e l'inizio degli anni Quaranta dell'Ottocento. La messa a punto di procedimenti costruttivi basati sull'uso di aria compressa per le fondazioni in alveo da una parte e la produzione in serie dei chiodi utilizzati nei collegamenti dall'altra, consentono rispettivamente di ridurre la luce libera dei ponti mediante la costruzione di appoggi intermedi e di realizzare strutture reticolari sicuramente più affidabili in quanto più rigide.

Prima della definitiva maturazione di questi indirizzi non si attenua però l'interesse di parte del mondo professionale per il ponte a fili di ferro, come dimostrano alcune vicende sabaude che portano alla costruzione di significativi episodi, quali i ponti di La Caille e di Casale nonché il celebre ponte Maria Teresa a Torino, realizzati a pochi anni di distanza dagli interventi fiorentini.

Renato Morganti, Matteo Abita, Danilo Di Donato, Alessandra Tosone

Dipartimento di Ingegneria Civile Edile-Architettura e Ambientale, Università degli Studi dell'Aquila.

Bibliografia

[1] F. Veranzio, *Machinae novae Fausti Verantii siceni. Cum declaratione latina, italica, hispanica, gallica, et germanica,* Venezia 1615.

[2] M. Coltellini (a cura di), *Il gazzettiere americano, contenente un distinto ragguaglio di tutte le parti del Nuovo Mondo*, per Marco Coltellini all'insegna della Verità, Livorno 1763.

[3] L. Poletti, *Intorno la costruzione dei ponti sospesi sulle fila di ferro*, stamperia del giornale Arcadico presso Antonio Boulzaler, Roma 1824.

[4] C. L. Navier, *Rapporto e memoria sui ponti pensili - versione italiana con note ed aggiunte per cura dell'ingegnere G. Corti*, Angelo Monti, Milano 1840.

[5] K. F. Wiebeking, *Memoria sui ponti sospesi a catene di ferro costrutti in questi ultimi tempi nell'Inghilterra e nella Russia*, Giosafatte e F.lli Negretti, Mantova 1834.

[6] F. Bertini, La politica napoleonica per una "Toscana Europea", in L. Donolo (a cura di), *A 200 anni da Napoleone in Toscana: atti del Convegno, Livorno 31 ottobre 2014*, Consiglio Regionale della Toscana, Firenze 2016, pp. 135-170.

[7] L. Zangheri. Firenze e la Toscana nel periodo napoleonico. Progetti e realizzazioni, in Ecole Française de Rome, *Villes et territoire pendant la période napoléonienne (France et Italie). Actes du colloque de Rome (3-5 mai 1984)*, Publications de l'École Française de Rome, Roma 1987, pp. 315-325.

[8] F. Lensi, I primi ponti metallici della Toscana, in F. Angotti, G. Pelosi, S. Soldani (a cura di), *Alle radici della moderna ingegneria: competenze e opportunità nella Firenze dell'Ottocento*, Firenze university Press, Firenze 2010, pp. 43-62.

[9] A. Manetti, *Mio passatempo. Scritto postumo del Comm. A. Manetti, già Direttore generale delle Acque e Strade e delle Fabbriche civili in Toscana*, Tipografia Carnesecchi, Firenze 1885.

[10] J. Salençon, Marc Seguin 1786-1875, inventeur et constructeur, in "*La Vie des Sciences*", gennaio 1987, n. 4, pp. 141-155

[11] J. Cordier, *Histoire de la navigation intérieure et particulièrement de celle des États-Units d'Amérique*, Imprimerie Firmin Didot, Parigi 1819.

[12] C. L. Navier, *Rapport a monsieur Becquey, conseiller d'état, directeur général des ponts et chaussées et des mines; et mémoire sur les ponts suspendus*, Imprimerie Royale, Parigi 1823.

[13] M. Seguin, *Des ponts en fil de fer*, Bachelier librairie - Imprimerie de Crapelet, Parigi, 1824.

[14] M. Cotte, L'approche mathématique du pont suspendu chez Marc Seguin 1822-1826, in "*Revue d'histoire des sciences*", febbraio-marzo 1993, n. 46, pp. 233-257.

[15] M. Seguin, *Des ponts en fil de fer*, Bachelier librairie - Imprimerie de Crapelet, Parigi, 1826.

[16] C. Messina, L. Paolini, V. Sestini, Ponti a sospensione di funi: materiali e tecniche costruttive nei primi esempi europei, in "\\", luglio-agosto 1980, n. 4, pp. 200-214.

[17] G. C. Lensi Orlandi Cardini, *Ferro e architettura a Firenze*, Vallecchi, Firenze 1987.

[18] Fratelli Seguin, Manifesto per una società diretta alla fabbricazione di due ponti di ferro sull'Arno nei contorni di Firenze, 14 ottobre 1835, Archivio Storico Comunale di Firenze.

[19] R. Bordone, *Palazzo de Larderel a Livorno. La rappresentazione di un'ascesa sociale nella Toscana dell'Ottocento*, Electa, Milano 1992.

[20] E. Repetti, *Dizionario geografico fisico storico della Toscana, contenente la descrizione di tutti i luoghi del granducato, ducato di Lucca, Garfagnana e Lunigiana*, Allegrini e Mazzoni, Firenze 1841.

[21] L. Venturi, *Della vita e delle opere dell'architetto Pasquale Poccianti*, Le Monnier, Firenze 1870.

[22] V. Fossombroni, *Ponte di ferro sull'Arno presso la porta San Niccolò di Firenze: considerazioni idrauliche*, Felice Le Monnier, Firenze 1851.

[23] L. Zangheri, I ponti sospesi San Leopoldo e San Ferdinando (1835-1836), in M. Dezzi Bardeschi (a cura di), *Le Officine Michelucci*

e l'industria artistica del ferro in Toscana (1834-1918), Cassa di Risparmio di Pistoia e Pescia, Pistoia 1980, pp. 54-59.

[24] Relazione dell'Ingegnere Capo V. Tognetti al Sindaco di Firenze sui ponti alle Cascine e San Ferdinando a San Niccolò, 19 Aprile 1910, Archivio Storico Comunale di Firenze.

[25] Commissione per il riscatto dei ponti di ferro sull'Arno, Atti costitutivi della società concessionaria 1835-1853, Archivio Storico Comunale di Firenze.

[26] Ponti sospesi sull'Arno. Affari relativi 1881-1883, Archivio Storico Comunale di Firenze.

[27] E. Detti, *Firenze scomparsa*, Vallecchi, Firenze 1970.

[28] ARCHIDIS, Fondo disegni tecnici del Comune di Firenze,



Renato Morganti
Ordinario di Architettura Tecnica e Presidente del Consiglio di Corso di Studi in Ingegneria Edile-Architettura UE, è membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila) e del comitato scientifico di riviste e collane editoriali. Dal 2006 coordina a L'Aquila ricerche sui temi della cultura della costruzione metallica e del recupero del costruito. È autore di monografie, saggi e articoli e le sue opere, più volte premiate, sono state pubblicate su riviste, monografie e rassegne di architettura in Italia e all'estero.



Matteo Abita
PhD in Ingegneria Civile, Edile-Architettura e Ambientale, svolge in qualità di assegnista presso il Dipartimento DICEAA (L'Aquila), attività di ricerca sulla cultura della costruzione metallica e sugli strumenti digitali utili alla sua valorizzazione e divulgazione, i cui esiti sono stati pubblicati in riviste e atti di convegno a carattere nazionale e internazionale. Dall'a.a. 2019-2020 è docente a contratto del laboratorio progettuale di Architettura Tecnica I (Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile-Architettura UE).



Danilo Di Donato
Associato di Architettura Tecnica e membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila), svolge attività didattica nell'ambito dei corsi di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura e Ingegneria Civile. Il lavoro di ricerca riguarda diversi ambiti di studio relativi alla cultura della costruzione metallica e in particolare l'architettura per l'industria. È autore di monografie e articoli sulla cultura della costruzione metallica e sul recupero e sulla conservazione del costruito pubblicati in riviste e atti di convegno a carattere nazionale e internazionale.



Alessandra Tosone
Associato di Architettura Tecnica e membro del collegio del Dottorato di Ricerca (ICEAA - L'Aquila), svolge attività didattica nel corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura dove insegna Materiali e Tecniche per il Recupero e coordina il laboratorio integrato di tesi di laurea dei corsi inerenti il recupero e la conservazione degli edifici. Il lavoro di ricerca interessa la cultura tecnologica e in particolare quella relativa alla costruzione metallica. È autrice di numerosi contributi sul recupero del costruito e la cultura della costruzione metallica pubblicati in volumi collettanei, riviste e atti di convegno a carattere nazionale e internazionale.

La zincatura a caldo per la transizione a un'economia circolare



La transizione verso una economia circolare costituisce una rivoluzione: si tratta infatti di passare dallo spreco, al valorizzare quanto è nascosto negli sprechi della società contemporanea. Lo scopo è di liberare la crescita economica dal consumo di risorse. La zincatura a caldo è un perfetto esempio di applicazione di economia circolare nell'industria per molteplici motivi: dalla maggior protezione contro la corrosione, alla minor manutenzione necessaria alla struttura in acciaio zincato. Inoltre si aggiunge la possibilità di riutilizzare per più cicli il rivestimento galvanizzato.
Proteggere a lungo termine l'acciaio dalla ruggine vuol dire ridurre l'uso delle risorse non rinnovabili, ottenere un netto miglioramento della sicurezza delle opere e tutelarne il valore nel tempo. Recenti ricerche scientifiche dimostrano che la zincatura a caldo può svolgere un importante ruolo anche nel migliorare la resistenza al fuoco delle strutture in acciaio ampliando, con ciò, le capacità già importanti che la zincatura a caldo ha nel proteggere l'acciaio.
Oggi si cerca di progettare un edificio a partire dai componenti che siano riutilizzabili e da risorse che abbiano un valore residuo positivo, contemplando pertanto la riparazione, il riuso, la rimessa in opera e il riciclo.
La zincatura a caldo risulta fondamentale e preziosa in diversi comparti, ma a fare la parte del leone resta l'edilizia, sia per quanto riguarda i capannoni industriali che le opere pubbliche (stadi, stazioni ferroviarie, strade) sia in ambito domestico per balconi, cancelli, opere in ferro.
In questo campo si propende spesso alla doppia protezione, sistema duplex: sulla superficie zincata a caldo si aggiunge la verniciatura. In tal modo si garantisce una protezione di maggior durata oltre che un'esigenza decorativa.

QUALITÀ E ATTENZIONE ALL'AMBIENTE

GIAMBARINI GROUP opera nella zincatura a caldo da oltre 60 anni con 4 zincherie di carpenteria e minuteria metallica (OLFEZ Srl, ZINCATURA DI CAMBIANO Srl, GALVAN Srl e ZITAC Srl).
A testimoniare la qualità e l'affidabilità della zincatura a caldo di Giambarini Group, non è solo la storia del Gruppo, ma ad oggi è dimostrato dalle certificazioni ISO 9001, ISO 14001, ISO 45001 e dall'ottenimento di HiQualiZinc, il marchio di qualità della zincatura a caldo di proprietà di Associazione Italiana Zincatura.
WWW.GIAMBARINIGROUP.IT

GIAMBARINI GROUP

HIQUALIZINC®

ingenio
Gazzetta Quotidiana

informazione giornaliera per il professionista



Gazzetta di ingenio è una Newsletter giornaliera che viene inviata durante la settimana e dà evidenza ad alcuni dei principali articoli/notizie pubblicati sul portale ingenio.

Esce la mattina ed è spedita agli utenti registrati al portale.

Vista la sua diffusione e quotidianità, **è lo strumento ideale per promuovere eventi**, oppure annunciare l'uscita di **nuove tecnologie**.

**La Gazzetta di ingenio è uno degli strumenti con cui ingenio comunica al suo pubblico di specialisti.
Guarda un esempio - https://bit.ly/2IQCLsP
oppure scopri di più su ingenio-web.**

Pubblicizza la tua azienda su

COSTRUZIONI METALLICHE

CTA
COLLEGIO DEI TECNICI DELL'ACCIAIO



AGICOM
ADVERTISING SALES & COMMUNICATION AGENCY

Concessionaria di pubblicità per questa rivista

Tel 06.9078285 - Cell 346.7588821
comunicazione@agicom.it
www.agicom.it

APPROFITTA DEL
BONUS PUBBLICITÀ
INSERITO NELLA LEGGE DI BILANCIO 2021
CHE PERMETTE DI RECUPERARE
IL 50% DEL TOTALE INVESTIMENTO
PUBBLICITARIO ANNUO.

*LEGGE 30 dicembre 2020, n. 178, art. 1

ASDEA
DISRUPTIVE
ENGINEERING
& TECHNOLOGY



SERVIZI HARDWARE

ACCELEROMETRO

INCLINOMETRO

GIROSCOPIO

TERMOMETRO



MAGNETOMETRO

TRASDUTTORE DI SPOSTAMENTO

ESTENSIMETRO

CELLA DI CARICO

- Ampio set di sensori per analisi statiche e dinamiche complete
- Infiniti canali sincronizzati a < 1 ms
- Lettura continua - nessun trigger o finestre temporali
- Un solo cavo per alimentazione e dati
- IP68

SERVIZI SOFTWARE

- Modello FEM
- Aggiornamento continuo
- Analisi di base, avanzata e predittiva
- Algoritmi avanzati basati su AI
- Digital twinning

GESTIONE E CONTROLLO DATI DA REMOTO

State of the Art Hardware and Software for Structural Health Monitoring (SHM)

www.asdea.eu

ASDEA
HARDWARE



LUCA SANPAOLESI DE FALENA (1927 – 2022)

Ricordiamo con affetto il caro Prof. Luca Sanpaolesi de Falena, professore emerito di Tecnica delle Costruzioni, deceduto nel mese di luglio di quest'anno.

È stato un solido punto di riferimento per l'intero settore delle Costruzioni. Nel corso della sua lunga attività scientifica ha diretto importanti ricerche teoriche e sperimentali, molte delle quali finanziate dalla Comunità Europea.
Il Prof. Sanpaolesi è stato Direttore del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa dalla sua istituzione, nel gennaio 1997, all'ottobre 2003. Il principale settore nel quale è stato impegnato è quello delle indagini sperimentali sulle strutture, in particolare su strutture in acciaio e su strutture prefabbricate, nel settore della fatica ad alto e basso numero di cicli, su strutture in cemento armato in zona sismica e su strutture prefabbricate.
Apprezzato e conosciuto a livello internazionale, è stato consulente di diversi Ministeri e ha collaborato o fatto parte di commissioni o gruppi di studio e ricerca in Italia e all'estero. Dal 2005 al 2013 è stato presidente dell'AICAP, Associazione Italiana per il Cemento Armato e Precompresso.
È stato presidente della Commissione del CNR per le norme sulle costruzioni in acciaio, vicepresidente della Commissione del CNR per le norme sulle costruzioni in cemento armato e vicepresidente della Commissione Ingegneria Strutturale dell'UNI. È stato a lungo membro esperto del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ha dato un contributo fondamentale all'ammodernamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni.
Ha dedicato molte energie e molto interesse alle costruzioni in acciaio. Nella prima edizione sperimentale delle norme CNR-UNI 10011 del 1963 appariva come segretario della commissione. A questo documento Luca Sanpaolesi de Falena ha dedicato l'interesse di una vita di studioso.
Dal 1974 al 1976 è stato Presidente del CTA - Collegio Tecnici dell'Acciaio, anni in cui curò l'organizzazione del Congresso Biennale dell'associazione che si tenne a Firenze. Ha pubblicato alcuni articoli di ricerca sulla rivista Costruzioni Metalliche.
In ambito internazionale, come componente della delegazione italiana nell'ambito del CEN/TC250, ha dato un impulso decisivo allo sviluppo degli Eurocodici.
Ha fatto parte del Comitato Internazionale per la Salvaguardia della Torre di Pisa, che ha predisposto il progetto di consolidamento e, una volta conclusi i lavori, è stato membro del Comitato di Sorveglianza della Torre.

La Redazione esprime il proprio cordoglio alla sua famiglia.

(Foto da ilnuovocantiere.it)

IIS - ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA

Fanno parte dell'**IIS l'ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA - Ente Morale** e le controllate **IIS CERT srl** e **IIS SERVICE srl**.
L' **IIS** è caratterizzato da una struttura multidisciplinare e versatile, costituita da divisioni operative specializzate nei diversi settori di competenza, in grado di offrire servizi globali in molti comparti industriali, quali oil&gas, infrastrutture civili ed industriali, energetico, trasporti, chimico, elettromeccanico e manifatturiero, in Italia e all'estero.
L'**IIS** occupa ad oggi circa 240 persone.

I servizi dell'IIS

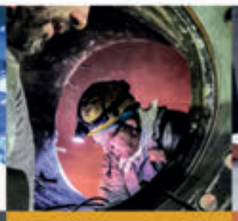


△ FORMAZIONE

Corsi di qualificazione del personale
- Coordinatori saldatura
- Ispettori
- Addetti PND
- Processi speciali
- Incollaggio strutturale (Adhesive Bonding)
- Elettronica (IPC, ESA e Varie)
- Saldatura Materie Plastiche
- Saldatura Pratica Materiali Metallici
- Verniciatura e protezione Corrosione

Remote Training

Corsi di aggiornamento
- Corsi aziendali
- Altri corsi (Corso celere, Trattamenti termici dei giunti saldati, Qualità in saldatura)



△ ISPEZIONI E CONTROLLI

Assistenza tecnica
- Verifica comparativa di conformità ai diversi codici fabbricazione
- Progettazione tecnologica della giuntura saldata
- Esame critico del progetto tecnologico

... e molto altro

Ispezioni
- Welding Inspection
- Ispezioni in servizio
- I nostri Ispettori
- Ispezione pre-servizio
- Ispezioni mediante drone
- Ispezioni per le protezioni superficiali

... e molto altro

CND
- Controlli non distruttivi superficiali e volumetrici
- Controlli di tubazioni con Onde Guidate (LRGW)
- Controlli non distruttivi automatizzati
- Repliche metallografiche
- Tecnica HandySCAN

... e molto altro



△ INGEGNERIA

Ingegneria strutturale
- Stress analysis di tubazioni industriali
- Verifiche strutturali su attrezzature di sollevamento
- Valutazione di affidabilità di pipelines

... e molto altro

Asset Integrity Management

Materials e corrosion

Elaborazione di specifiche tecniche

Servizi per i sistemi di protezione degli impianti

Sviluppo di strumenti informatici dedicati

Ingegneria della saldatura



△ CERTIFICAZIONE

Certificazione Personale tecnico

Certificazione Prodotti

Certificazione Processi di Fabbricazione e Manutenzione

Verifiche periodiche su attrezzature di lavoro in servizio

Ispezioni ed Assistenza

Certificazione Sistemi di Gestione

Servizi IT per gestione documenti qualità e banche dati tecnici

Servizi IT per gestione processo di fabbricazione



△ LABORATORIO

Additive Manufacturing

Failure Analysis

Prove di laboratorio
- Prove meccaniche convenzionali
- Prove di meccanica della frattura
- Prove di fatica
- Prove di scorrimento viscoso a caldo (creep)
- Analisi chimico-fisiche
- Indagini microscopiche
- Esami metallografici
- Trattamenti termici simulati
- Prove di corrosione

... e molto altro

Processi di saldatura



△ MANIFESTAZIONI TECNICHE

Le **manifestazioni tecniche** rappresentano una rilevante attività statutaria che l'Istituto Italiano della Saldatura porta avanti dalla sua fondazione per diffondere la conoscenza in tutti i campi nei quali trovano impiego la saldatura e le tecnologie ad essa correlate.
Ogni anno il Gruppo IIS organizza numerosi seminari e convegni di carattere tecnico-scientifico e di grande interesse divulgativo



Sede IIS - 2017 - Genova, Italia

IIS
ISTITUTO ITALIANO DELLA SALDATURA
Lungobisagno Istria 15/A
16141 Genova GE
Tel. 010 8341.1
Fax. 010 8367780
iis@iis.it - *www.iis.it*

IIS CERT srl - IIS SERVICE srl

Raffaele Landolfo eletto Presidente della UNI/CT 021 "Ingegneria strutturale"

Buongiorno prof. Landolfo,

la informo che, con Delibera N. 84/2022 C, la CCT ha approvato per corrispondenza in data 3 agosto 2022, la sua nomina a Presidente della UNI/CT 021 "Ingegneria strutturale".

Un cordiale saluto,

Danilo Parrini
Attività normative - Sede di Roma- UNI Ente Italiano di Normazione



È con grande piacere che accogliamo la notizia dell'elezione di Raffaele Landolfo, Past President ed attuale Consigliere del CTA, a Presidente della UNI/CT 021 "Ingegneria strutturale".

Egli succede nella carica al prof. Edoardo Cosenza (grazie al suo forte impegno il Consiglio Superiore dei LLPP ha istituito un tavolo tra MIT, UNI e CNR, riferimento costante ed imprescindibile, per migliorare l'efficienza del nostro sistema di codificazione e certificazione).

Il programma del nuovo Presidente lo vedrà affrontare la fase più delicata del processo di aggiornamento degli Eurocodici, quella nella quale il nostro Paese sarà chiamato ad esprimersi con un voto formale su tutti i nuovi documenti normativi.
Poiché si tratta, nella maggior parte dei casi, di norme che hanno subito modifiche sostanziali rispetto alle versioni attuali, sarà quindi particolarmente importante, anche per le implicazioni che inevitabilmente ci saranno sul futuro quadro normativo nazionale, seguire con estrema attenzione quest'ultimo importante passaggio della procedura.

Dovrà essere continuato quel prezioso e scrupoloso lavoro che le diverse Sottocommissioni hanno fatto durante la fase istruttoria, svolto in modo ancora più sinergico e coordinato, anche al fine di confermare, in un contesto europeo sicuramente non facile, una presenza nazionale forte, consapevole e costruttiva in tutte le aree.

Strategico sarà anche continuare ad investire sul coordinamento fra le principali istituzioni coinvolte nel sistema normativo nazionale (Consiglio Superiore dei LLPP, Consiglio Nazionale degli Ingegneri, e le associazioni di settore), ovviamente nel pieno rispetto delle singole prerogative.

Facciamo pertanto i nostri migliori auguri al nuovo Presidente che, ne siamo certi, rappresenterà degnamente il mondo dell'acciaio italiano.

Il Consiglio Direttivo del CTA

ArcelorMittal



Towards carbon neutral steel with XCarb®

Decarbonisation is the most important aspect of ArcelorMittal's long-term strategy.

XCarb® is designed to bring together all of ArcelorMittal's reduced, low and zero-carbon products and steelmaking activities.

Official Sponsor at XXVIII Congresso C.T.A. Francavilla al Mare (PE).

Come to visit us!

Contact us:
steligence@arcelormittal.com

XCarb®
Towards carbon neutral steel

NUOVO, POTENTE, AFFIDABILE, COMPLETO...

RIVOLUZIONARIO!

CDJ Win

Computer Design of Joints

2023 Edition **FEA Connection**

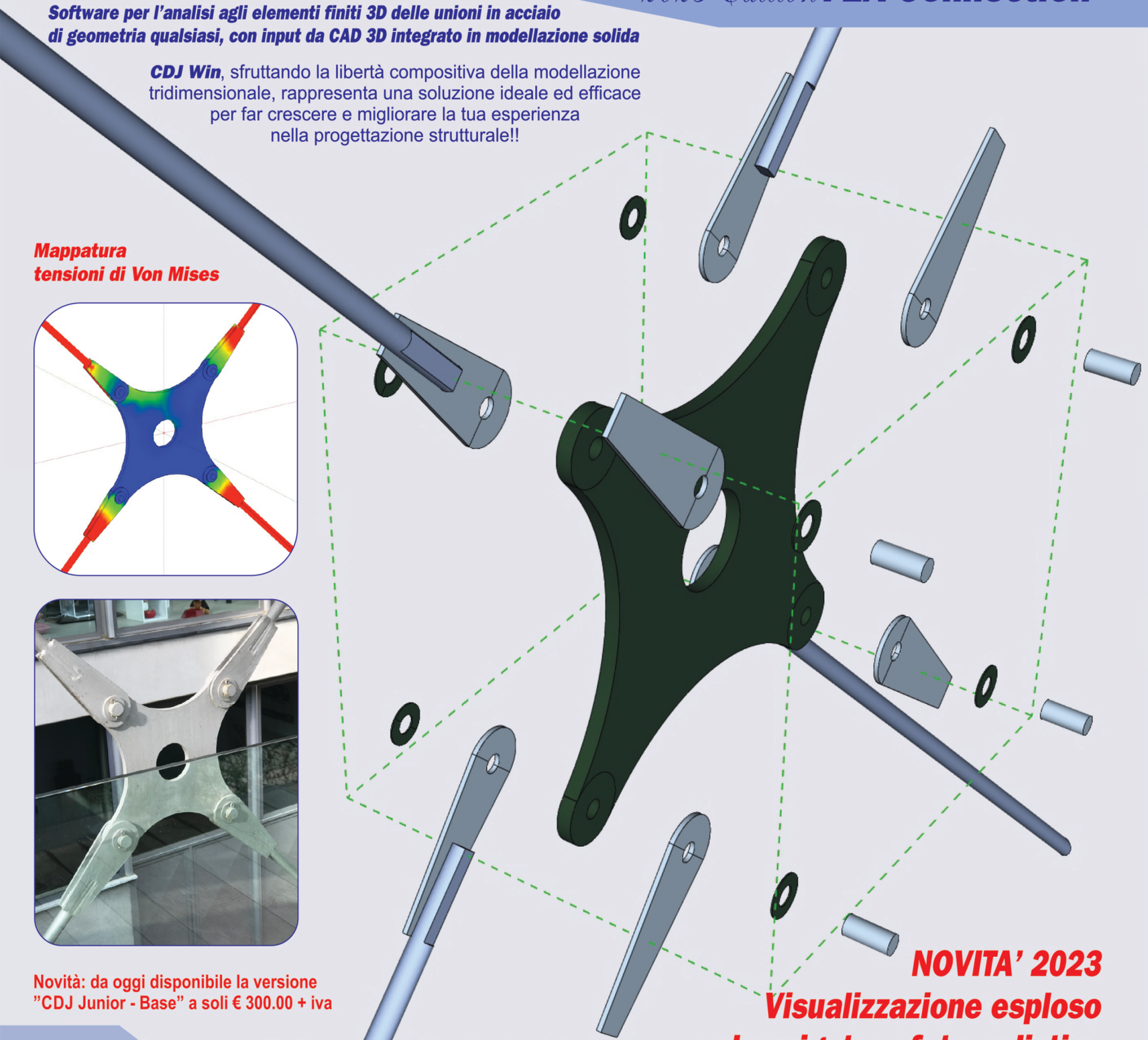
Niente più problemi con le giunzioni metalliche...

Progetta la tua unione in acciaio con CDJ!!!

Software per l'analisi agli elementi finiti 3D delle unioni in acciaio di geometria qualsiasi, con input da CAD 3D integrato in modellazione solida

CDJ Win, sfruttando la libertà compositiva della modellazione tridimensionale, rappresenta una soluzione ideale ed efficace per far crescere e migliorare la tua esperienza nella progettazione strutturale!!

Mappatura tensioni di Von Mises



Novità: da oggi disponibile la versione "CDJ Junior - Base" a soli € 300.00 + iva

NOVITA' 2023

Visualizzazione esploso nel navigatore fotorealistico

Visita il nostro sito www.stsweb.it per visionare i nostri video tutorials.
Richiedi una dimostrazione in connessione remota al seguente indirizzo email: cdj@stsweb.it

Software Tecnico Scientifico®

Visiona i nostri video tutorials su YouTube

Via Tre Torri, 11 - 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)
e-mail: sts@stsweb.it
tel. 095/7252559-7254855 fax 095/213813

Corso Gelone, 39 - 96100 Siracusa
e-mail: sts.siracusa@stsweb.it
tel. 0931/66220

DAVIDGRAPH